

***UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II***

***Facoltà di Ingegneria***

**Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale “Girolamo Ippolito”**



**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DEI SISTEMI  
IDRAULICI, DI TRASPORTO E TERRITORIALI**

Indirizzo: Ingegneria dei Sistemi Idraulici

XX ciclo

**TESI DI DOTTORATO**

*CONTROLLO E GESTIONE DELLA QUALITA' DELLE ACQUE  
DEFLUENTI NEI SISTEMI FLUVIALI*

Mucherino Carmela

*Coordinatore di dottorato: Prof.Ing. Bruno Montella*

*Coordinatore di indirizzo: Prof. Ing. Guelfo Pulci Doria*

*Tutor: Prof.Ing. Domenico Pianese*

*Contro Tutor: Prof.Ing. Francesco Pirozzi*

**SOMMARIO**

<b>1.</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>6</b>
<b>2.</b>	<b>IL PROBLEMA DELLA CONTAMINAZIONE FLUVIALE</b>	<b>8</b>
<b>3.</b>	<b>NORME IN MATERIA AMBIENTALE</b>	<b>11</b>
3.1.	Introduzione	11
3.2.	Evoluzione della normativa europea per la protezione delle acque	13
3.3.	Quadro Nazionale	16
<b>4.</b>	<b>INDIVIDUAZIONE OTTIMALE DEI LIVELLI DEPURATIVI DA ATTUARE AGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE AL FINE DI RAGGIUNGERE LIVELLI ACCETTABILI DELLA QUALITÀ DELL'ACQUA NEL CORSO D'ACQUA.</b>	<b>20</b>
4.1.	Algoritmo di ottimizzazione multiobiettivo	25
4.2.	Soluzioni di Pareto	28
4.3.	Bibliografia	30
<b>5.</b>	<b>ALGORITMO GENETICO</b>	<b>31</b>
5.1.	Elementi di base di un GA	34
5.1.1.	Codifica	35
5.2.	Selezione per riproduzione	38
5.3.	Operatori genetici	42
5.3.1.	Crossover	42
5.3.2.	Mutazione	46
5.3.3.	Elitismo	47
5.4.	Verifica dell'avvenuto miglioramento e uscita dall'algoritmo	53
5.5.	Condizione di stop	53
5.6.	Global reinsertion e local reinsertion	54

5.7.	Covergenza	55
5.8.	Esplorazione e sfruttamento	55
5.9.	Estensioni dell'algoritmo genetico	55
5.10.	Applicazioni varie dei GA	59
5.11.	Confronto con le altre tecniche	60
6.	<b>MECCANISMI DI TRASPORTO DI CONTAMINANTI IN UNA CORRENTE IDRICA</b>	<b>63</b>
7.	<b>MODELLAZIONE NUMERICA DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI IN RETI DI CANALI A PELO LIBERO</b>	<b>67</b>
8.	<b>GLI EFFETTI DISPERSIVI</b>	<b>72</b>
8.1.	La dispersione trasversale	72
8.2.	La dispersione longitudinale	76
8.3.	Bibliografia	77
9.	<b>UN MODELLO AI VOLUMI FINITI PER LA SIMULAZIONE DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI NELLE RETI A PELO LIBERO BASATO SULLA TECNICA EULERIANA</b>	<b>79</b>
9.1.	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO	80
9.2.	SOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI BILANCIO RELATIVE AI CANALI	80
9.3.	SOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI BILANCIO NEI NODI	84
9.4.	TEST NUMERICI EFFETTUATI	85
9.4.1.	TEST 1: VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI PORTARE ADEGUAMENTE IN CONTO FENOMENI DI PURA CONVEZIONE	85
9.4.2.	TEST 2: VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI PORTARE ADEGUATAMENTE IN CONTO SIA FENOMENI CONVETTIVI CHE DISPERSIVI	87
9.4.3.	TEST 3: CONTEMPORANEA PROPAGAZIONE DI UNA PIENA E DI UN CONTAMINANTE ALL'INTERNO DI UNA RETE COMPLESSA	88
9.5.	CONCLUSIONI	90

**9.6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

**90**

**10. UN MODELLO AI VOLUMI FINITI PER LA SIMULAZIONE DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI NEI CORSI D'ACQUA NATURALI BASATO SULLA TECNICA LAGRANGIANA: QUALSIM-FSN** **92**

10.1.1.	Simulazione delle successioni di moti permanenti mediante la tecnica dei volumi finiti: modulo idraulico	95
10.1.2.	Approccio lagrangiano per la simulazione della propagazione del contaminante	100
10.1.3.	QualSim-FSN1	102
10.1.4.	QualSim_FSN2	110
10.1.5.	Propagazione del contaminante su media e lunga scala temporale	112

**10.2. TEST NUMERICI EFFETTUATI** **114**

10.2.1.	Test n. 1: convezione pura, conseguente ad un'immissione, di forma rettangolare, di una sostanza conservativa che la corrente può convogliare in soluzione	114
10.2.2.	Test n. 2: convezione pura, conseguente alla iniziale presenza, all'interno di un canale rettangolare prismatico, di una sostanza conservativa, caratterizzata da una legge di distribuzione longitudinale delle concentrazioni di tipo gaussiana	116
10.2.3.	Test n. 3: verifica della capacità del modello di portare in conto, anche nel caso di canali non prismatici disposti in serie, sia fenomeni convettivi che dispersivi.	117
10.2.4.	Test n. 4: convezione pura, conseguente ad un'immissione, di forma triangolare, di una sostanza conservativa in una successione di canali interessati da portate variabili nel tempo.	120

**11. CONFRONTO CON ALCUNI MODELLI DISPONIBILI IN LETTERATURA PER LA SIMULAZIONE DELLA PROPAGAZIONE DI UN CONTAMINANTE** **122**

11.1.	Qual2K	122
11.2.	BLTM	125
11.3.	Confronto del modello proposto con i programmi Qual2K e BLTM: test numerici	128
11.3.1.	Test 1: Correnti in moto uniforme in canale rettangolare	128
11.3.2.	Test 2: Moto permanente in canali prismatico	132
11.3.3.	Test 4: Moto permanente in una semplice rete costituita da 3 canali	136

**12. INDIVIDUAZIONE OTTIMALI DEGLI INTERVENTI PER IL RAGGIUNGIMENTO DI STANDARD QUALITATIVI IN UN CORSO D'ACQUA : APPLICAZIONE AD UN CASO REALE** **142**

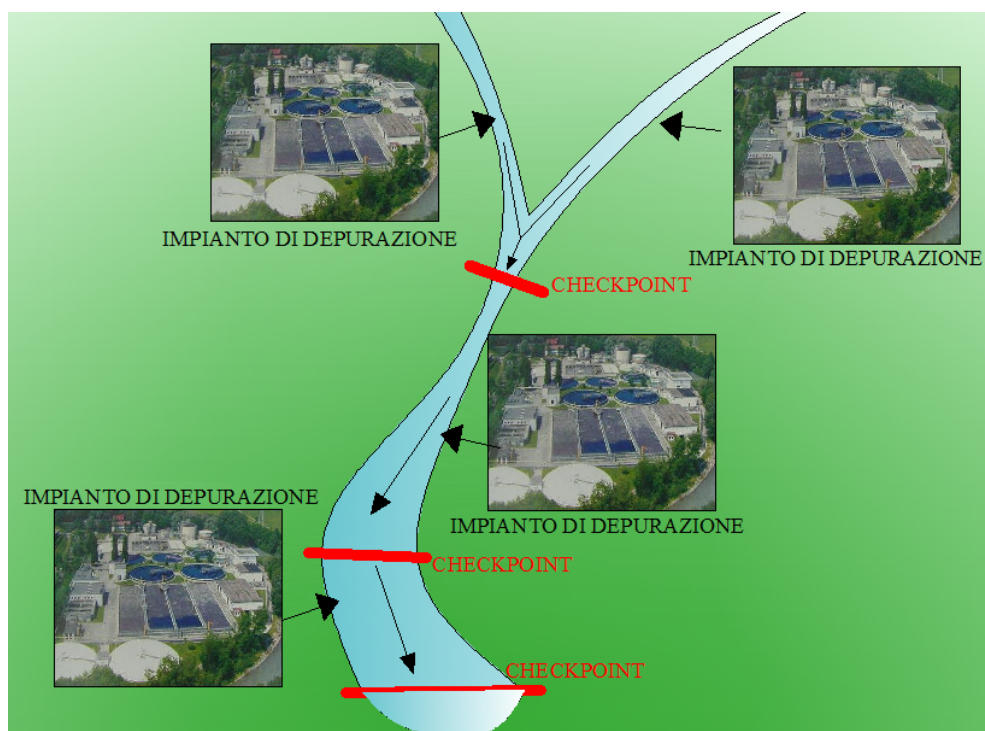
12.1.	Bibliografia	156
-------	--------------	-----

<b>13.</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>157</b>
	<b>INDICE DELLE FIGURE</b>	<b>158</b>

## 1. Introduzione

Fenomeni come la crescente antropizzazione del territorio, l'utilizzazione sempre più massiccia di prodotti per l'agricoltura, quali fertilizzanti o pesticidi, l'industrializzazione sempre più spinta nel nostro territorio, hanno posto l'attenzione della comunità sul problema dell'inquinamento dei corpi idrici ricettori, e di come i parametri di qualità delle acque vadano variando nel tempo e nello spazio a causa di immissioni di inquinanti.

Nell'ambito di prevedere, da un lato, i danni arrecati all'ambiente dovuti da immissioni concentrate e/o distribuite (problemi di pianificazione) e, dall'altro, di fornire indicazioni sugli interventi, strutturali e non, volti a contenere i danni ad esse conseguenti (problema di controllo), si colloca la tesi di dottorato dell'allieva Carmela Mucherino, il cui obiettivo è stato lo studio di tecniche di ottimizzazione per l'individuazione ottimale dei livelli depurativi da imporre agli impianti di depurazione che sversano in un corso d'acqua naturale al fine di raggiungere livelli soddisfacenti di qualità delle acque nei punti di controllo (checkpoints) (Problema dell'Optimal Waste Load Allocation).



**Figura 1-1 Geometria di un problema di Optimal Waste Load Allocation**

La metodologia proposta può trovare, inoltre, utile impiego nella localizzazione sia di tratti d'alveo destinati ad accogliere gli scarichi provenienti da nuovi impianti di

depurazione, sia di tratti d'alveo in cui provvedere alla realizzazione di opere di captazione delle acque superficiali. Può, infine, essere utilizzata per l'individuazione della posizione ottimale, all'interno di una rete idrografica o di una rete artificiale di drenaggio, di sensori atti a rilevare la presenza di sostanze tossiche o, comunque, nocive per la salute umana e/o per il corretto funzionamento degli impianti ubicati più a valle.

L'approccio proposto è multiobiettivo in quanto vuole contemporaneamente:

- ✚ minimizzare il costo complessivo degli interventi da prevedere sui diversi impianti di depurazione al fine di incrementare l'efficienza dei processi depurativi;
- ✚ massimizzare il livello di qualità delle acque del corso d'acqua avvicinandosi quanto più possibile a valori di standard di qualità, così come, per esempio, oggi sono suggeriti dal nuovo Testo Unico sull'Ambiente 2006 (che recepisce la Direttiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque) che si pone come obiettivo primario proprio la promozione dei livelli di qualità ambientale e che nella Parte Terza si occupa appunto delle Norme in materia di tutela delle acque dall'inquinamento.

La famiglia di soluzioni ottimali viene individuata attraverso una tecnica di ottimizzazione, gli Algoritmi Genetici "GA", capace di individuare le soluzioni ottimali partendo da funzioni obiettivo non continue e non derivabili.

Al fine di portare in conto i meccanismi principali di trasporto dei contaminanti, è stato sviluppato un modello numerico di simulazione dei fenomeni di trasporto, dispersione, diffusione, reazione e reazione di costituenti lungo reti di canali e corsi d'acqua basato sull'Approccio Lagrangiano, particolarmente efficace dal punto di vista computazionale e intrinsecamente conservativo.

E' stato implementato un algoritmo basato sul Metodo dei Volumi Finiti per la simulazione di correnti a pelo libero, capace di portare in conto molteplici risalti idraulici eventualmente mobili e geometrie altamente variabili. La variabilità delle portate è descritta in base ad una successione di moti permanenti. A sua volta, la variabilità morfologica degli alvei è portata in conto attraverso l'impiego di una specifica tecnica di interpolazione, nello spazio, delle caratteristiche geometriche ed idrauliche delle sezioni trasversali via via prese a riferimento.

Nel seguito, dapprima si introdurrà il problema della contaminazione fluviale, dando rilievo alle indicazioni di normativa, poi si affronteranno tutte le problematiche dapprima descritte.

## 2. Il Problema della contaminazione fluviale

I fiumi, insieme ai laghi, al mare e agli agenti atmosferici, rappresentano i fattori fondamentali del ciclo dell'acqua che costituisce uno dei più importanti cicli naturali, insieme a quello del carbonio, dell'azoto, del fosforo e dello zolfo.



**Figura 2-1 Corso d'acqua**

Ogni causa perturbatrice che va ad alterare il naturale equilibrio dell'ecosistema si riflette sulla struttura della comunità.

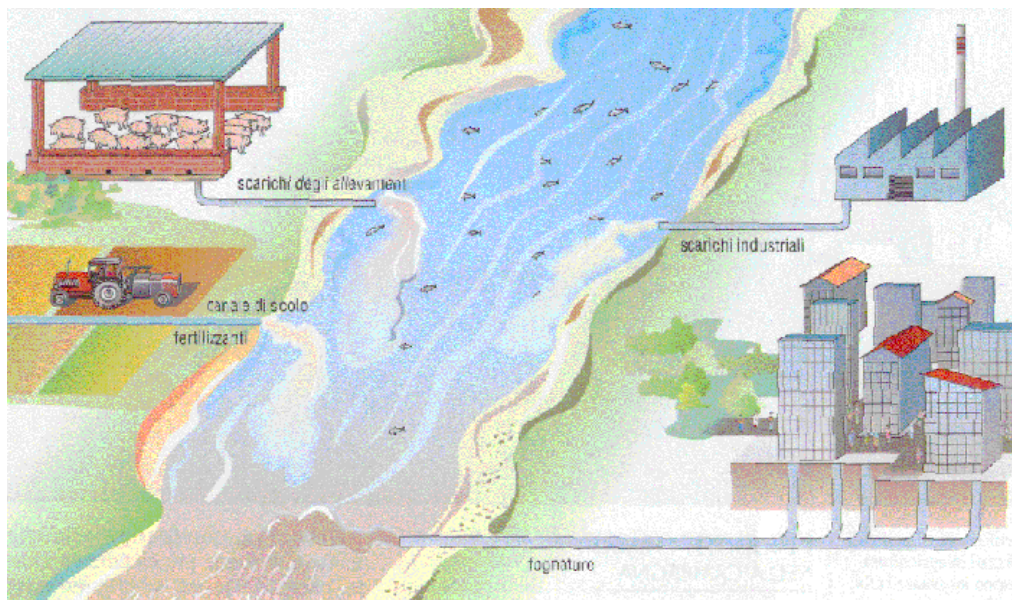
Le principali emissioni in termini di scarichi puntuali e diffusi, sversamenti, perdite, che determinano l'alterazione dello stato di qualità delle risorse idriche e gli impatti subiti dagli ecosistemi, sono prodotte dai settori agro-zootecnico, industriale, civile e turistico.



**Figura 2-2 La contaminazione fluviale**



I principali inquinanti derivati dagli insediamenti civili sono le sostanze organiche biodegradabili, il settore agro-zootecnico produce inquinamento da nutrienti, fertilizzanti e fitosanitari, mentre l'industria genera quello da sostanze organiche alogenate e da metalli pesanti.



**Figura 2-3 Sversamenti nel corso d'acqua**

Le informazioni relative all'origine e alla distribuzione temporale e territoriale di questi inquinamenti derivano dalle attività di monitoraggio e controllo, dai catasti degli scarichi diffusi a livello provinciale e dalle condizioni delle infrastrutture del ciclo idrico.

Per un adeguato controllo della qualità delle acque è necessario inquadrare il contesto globale della gestione idrica. Solo considerando le diverse influenze e gli aspetti che condizionano oggi la gestione della risorsa idrica, è possibile individuare quelle che debbono essere considerate le informazioni fondamentali che si necessita per gestire il problema della contaminazione. La figura illustra le diverse funzioni e usi del corpo idrico, in relazione alle attività umane o agli obiettivi di qualità della politica ecologica, delle convenzioni internazionali o nazionali e dei piani di intervento strategico per la riqualificazione delle aree bagnate dai corsi d'acqua o delle aree costiere.



Figura 2-4 Interazione tra le attività dell'uomo e l'uso e le risorse dell'acqua



Figura 2-5 Inquinamento di un corso d'acqua

### ***3. Norme in materia ambientale***

#### ***3.1. Introduzione***

L'acqua è una risorsa finita e vulnerabile, essenziale per la vita sulla terra, per lo sviluppo, per l'ambiente. La percezione, tradotta recentemente in norma nazionale ed europea, che l'acqua sia anche un bene economico e sociale ha portato alla consapevolezza del suo ruolo e della sua importanza nei differenti sistemi socio-economici, culturali e politici; l'acqua è una risorsa scarsa che richiede un'efficiente gestione per difenderla e garantirla in misura adeguata per le generazioni future.

La tutela e l'uso razionale delle risorse idriche rappresentano pertanto obiettivi molto impegnativi da raggiungere, considerate la varietà e la complessità delle problematiche da affrontare e, soprattutto, le difficoltà di avviare politiche che riservino particolare attenzione all'attuazione operativa del nuovo indirizzo.

Un'efficace tutela dell'ambiente, in particolare delle risorse idriche – condizione primaria della sostenibilità dello sviluppo - non si può realizzare con il tradizionale approccio settoriale e di emergenza, ma richiede una politica preventiva che incida sulle cause e porti quindi ad una revisione delle politiche economiche e sociali che determinano le trasformazioni dell'ambiente.

Coerentemente con questa idea, la tutela dell'acqua vengono inserite in diversi rapporti internazionali.

A Rio de Janeiro, nel 1992, la Conferenza delle Nazioni Unite per l'ambiente e lo sviluppo chiude la fase "costituente" che, nell'arco di un ventennio, a partire dalla Conferenza dell'ONU sull'ambiente umano (Stoccolma, 1972), ha determinato in tutti i paesi democratici lo sviluppo delle politiche pubbliche per l'ambiente. In quello stesso ventennio, malgrado importanti successi nella riduzione degli inquinamenti, è cresciuta la preoccupazione per le dimensioni globali e i possibili esiti della crisi ambientale. È a Rio de Janeiro che la comunità internazionale affronta questo apparente paradosso, traccia un bilancio delle politiche attuate nel ventennio e apre un nuovo percorso.

Dopo Rio, l'orientamento strategico che tutti i paesi si sono impegnati a perseguire è quello dello sviluppo sostenibile, inteso come "uno sviluppo che soddisfi i bisogni del presente senza compromettere la capacità delle generazioni future di soddisfare i propri bisogni" (Rapporto Brundtland, 1987). Non si tratta di un'acquisizione teorica casuale: in questo concetto convergono linee evolutive di

diversa natura – politica, istituzionale, culturale, scientifica – maturate in ambito internazionale e nei singoli paesi, all'interno delle istituzioni e nei movimenti di opinione, in un intreccio tra scala globale e scala locale che costituisce un elemento strutturale dei nuovi scenari e del nuovo approccio.

Rispetto a Stoccolma, la Conferenza di Rio rappresenta un elemento di continuità e, insieme, di rottura. Prende atto infatti dei risultati ottenuti - in termini di mitigazione degli inquinamenti, di produzione normativa, di istituzionalizzazione della questione ambientale, di spesa pubblica per l'ambiente, di sensibilità popolare per il tema -, ma constata anche che tutto ciò non basta a incidere sulle cause dei problemi né, soprattutto, ad affrontare gli aspetti globali della crisi.

Con la Conferenza di Johannesburg (2002) si sancisce in modo definitivo l'importanza dell'acqua per lo sviluppo delle attività umane, ma anche per la “semplice” sopravvivenza dell'uomo.

Nei Trattati dell'Unione Europea, da quello di Maastricht (febbraio 1992: promuovere “una crescita sostenibile e rispettosa dell'ambiente”) a quello di Amsterdam (luglio 1997: la Comunità ha il compito di promuovere “uno sviluppo armonioso, equilibrato e sostenibile delle attività economiche”, “un elevato livello di protezione dell'ambiente ed il miglioramento della qualità di quest'ultimo”; e ancora: “le esigenze connesse con la tutela dell'ambiente devono essere integrate nella definizione e nell'attuazione delle politiche e delle azioni comunitarie, in particolare nella prospettiva di promuovere lo sviluppo sostenibile”), il perseguimento di questi indirizzi rappresenta un obbligo per l'Unione e per gli Stati membri.

Il Sesto programma d'azione a favore dell'ambiente e di uno sviluppo sostenibile (“Ambiente 2010: il nostro futuro, la nostra scelta) contiene sostanziali novità di approccio rispetto ai precedenti programmi ambientali dell'Unione: si presenta come lo strumento di attuazione in ambito comunitario delle politiche ambientali e costituisce il quadro unitario di riferimento per le politiche degli Stati membri. Di particolare rilievo gli indirizzi relativi all'integrazione delle politiche, all'ampliamento degli strumenti di governo (economici e informativi), alla condivisione delle responsabilità e alla sussidiarietà, all'individuazione dei settori d'intervento e delle tematiche ambientali prioritarie.

Nel corso degli anni, la Comunità europea ha prodotto numerosi documenti programmatici volti all'integrazione degli obiettivi di sostenibilità nelle principali linee di attività. L'insieme di questi documenti configura il tentativo di avviare un'ampia

modernizzazione della società europea, mediante la realizzazione di riforme strutturali. L'orizzonte delle politiche di sostenibilità ne risulta notevolmente ampliato; ma soprattutto, sul piano teorico, si delinea la possibilità di un intervento a tutto campo dell'Unione nel merito delle politiche economiche e sociali, finora lasciate alla sussidiarietà.

### ***3.2. Evoluzione della normativa europea per la protezione delle acque***

Di tutti i settori regolamentati dalla politica ambientale comunitaria, quello dell'acqua ha prodotto la legislazione più vasta consistente in più di quaranta testi tra regolamenti – direttive – decisioni e adottando approcci in materia di protezione delle acque che si sono evoluti, negli ultimi vent'anni, in modo significativo.

Le modalità di governo dell'acqua, sancite dalla legislazione comunitaria, possono essere suddivise in tre fasi.

All'inizio degli anni Settanta, a seguito delle prime Convenzioni sulla protezione delle acque, si è dato maggior peso alla protezione dall'inquinamento causato da alcune sostanze pericolose, per le quali vennero fissati valori limite di emissione per gli scarichi industriali e/o obiettivi di qualità ambientale per i ricettori finali.

In seguito, si è ritenuto utile definire criteri di qualità per i diversi usi dell'acqua adottando, ad esempio, le Direttive sulla qualità delle acque superficiali destinate alla produzione d'acqua potabile, sulla qualità delle acque di balneazione, sul consumo umano, ecc., e fissando valori limite per i diversi parametri fisici, chimici e biologici. La classificazione dei diversi corpi idrici è stata fatta, di conseguenza, in funzione del loro uso potenziale.

Negli anni seguenti è andata maturando la consapevolezza che una legislazione così complessa, basata sul concetto di obiettivi di qualità ambientale, non fosse comunque sufficiente per la protezione dell'ambiente acquatico.

Per fronteggiare le diverse nuove situazioni, negli anni Ottanta è stato proposto un approccio definito qualità minima delle acque basato su limiti rigidi, vincolanti i più importanti parametri fisico-chimici (ad es. BOD, COD, ammoniaca), che non è però considerato sufficiente perché rischiava di deteriorare le acque di qualità superiore.

Da queste indicazioni è emersa la proposta del Consiglio Ambiente CEE (1988) di definire linee direttrici per una gestione integrata delle risorse idriche.

Le norme comunitarie più recenti, ad esempio le Direttive sul trattamento delle acque reflue urbane (91/271/CEE) e la 91/676/CEE (direttiva nitrati) che combinano la definizione degli obiettivi di qualità ambientale con la fissazione di valori limite d'emissione, confermano l'applicazione dell'approccio combinato alla protezione delle acque. Anche la Direttiva 96/61/CEE sulla prevenzione e riduzione integrale dell'inquinamento, che fissa valori limite di emissione per le industrie interessate basandosi sul BAT (Best Available Technology), indica che, quando le condizioni locali consentono l'adozione di misure meno rigorose, i valori limite d'emissione possono tener conto della ubicazione geografica e delle condizioni ambientali locali.

Anche nella recente Dir.2000/60/CE (Direttiva del Consiglio che istituisce un quadro per la politica comunitaria in materia di acque) si conferma l'adozione di un approccio combinato alla protezione delle acque.

La proposta prevede una serie di obblighi che consentiranno di fissare obiettivi e norme di qualità ambientale fondati su una base comune a tutta la Comunità.

La Direttiva Quadro non fissa di per sé valori limite per le emissioni, ma coordina quelli stabiliti da altre norme, in particolare la Direttiva 96/61/CEE, facendo proprie anche le norme di qualità ambientale (obiettivi di qualità) fissate dalla Direttiva 76/464/CEE sulle sostanze pericolose.

La Dir.2000/60/CE rappresenta la base della strategia europea in materia di acqua e mira a:

- proteggere e migliorare la qualità degli ecosistemi acquatici;
- promuovere un uso sostenibile dell'acqua basato su una gestione a lungo termine;
- garantire la disponibilità di una giusta quantità d'acqua quando e dove necessario.

La politica comunitaria insomma tende ad individuare, per la protezione e la gestione delle acque, indirizzi prioritari come:

- il miglioramento dell'attuazione della normativa vigente
  - l'integrazione delle tematiche ambientali nelle altre politiche di settore
  - indurre il mercato a lavorare per l'ambiente
  - la partecipazione e la responsabilizzazione del cittadino
  - la pianificazione e la gestione del territorio più ecologiche
- i cui principi ispiratori permettono di individuare indirizzi come:
- elevato livello di tutela

Carmela Mucherino

- principio di precauzione
- azione preventiva
- correzione dei danni alla fonte
- principio di chi inquina paga
- integrazione di questa politica nelle altre politiche comunitarie
- impiego di dati scientifici e tecnici attualmente disponibili
- variabilità delle condizioni ambientali nelle regioni della Comunità
- rapporto costi / benefici
- sviluppo socio-economico della Comunità
- cooperazione internazionale
- sussidiarietà

Gli obiettivi da raggiungere si possono così riassumere:

- fissare un quadro comunitario per la protezione delle acque secondo un'impostazione comune, con obiettivi comuni ed in base a comuni principi e misure
- stabilire una politica integrata della gestione delle risorse idriche
- proteggere e migliorare la qualità degli ecosistemi acquatici
- promuovere un uso sostenibile dell'acqua basato su una gestione a lungo termine, salvaguardando i diritti delle generazioni future
- garantire la disponibilità di una giusta quantità di acqua quando e dove è necessaria secondo criteri di solidarietà.

I temi prioritari sono :

- combattere l'inquinamento;
- promuovere il razionale uso dell'acqua;
- combattere le deficienze idriche persistenti;
- prevenire e gestire le situazioni di crisi.

**Per combattere l'inquinamento dei corpi idrici superficiali e sotterranei, risulta pertanto fondamentale la valutazione e il controllo delle risorse idriche; ciò comporta una serie di azioni tra cui fondamentale è il monitoraggio, soprattutto qualitativo, che deve tener conto della presenza dell'uomo e della necessità di comprendere il fenomeno inquinamento nei rapporti causa - effetto e in termini spazio – temporali.**

### **3.3. *Quadro Nazionale***

In Italia, la legislazione sulle acque, per un lungo periodo, si è sviluppata per strati successivi, avendo come oggetto non tanto le risorse idriche quanto le attività connesse con le stesse; la struttura amministrativa si è frazionata per materie corrispondenti alle varie attività mentre la dottrina giuridica ha dedicato particolare attenzione allo studio di categorie generali di usi pubblici, con particolare riferimento ai beni demaniali di uso generale.

La tendenza della legislazione in materia di acque pertanto può essere identificata e sintetizzata nel passaggio dalla gestione particellare degli usi, i cui presupposti sono individuabili nella concezione del bene acqua come risorsa a disponibilità illimitata e priva di valore economico, alla gestione complessiva della risorsa.

Nelle prime norme nazionali, infatti, è preminente la preoccupazione di garantire le diverse utenze, prescindendo da valutazioni di compatibilità degli usi con il mantenimento di adeguate caratteristiche quali -quantitative dei corpi idrici interessati dai prelievi.

Lo sviluppo socio - economico, accentuando gli squilibri tra domanda e offerta di acque idonee ai diversi usi, ha posto le premesse per un cambiamento radicale, tradotto solo parzialmente in conseguenti disposizioni normative.

Il processo di cambiamento è stato avviato dalla L.319/76 (legge Merli), che ha dettato una disciplina degli scarichi degli insediamenti produttivi sostanzialmente uniforme e demandato alle Regioni le attività più propriamente legate agli aspetti pianificatori, con particolare riguardo alla predisposizione del Piano Regionale di Risanamento delle Acque (P.R.R.A.).

I compiti che la legge assegnava alle Regioni, se da un lato hanno consentito l'affermazione del ruolo essenziale inerente l'espletamento delle funzioni di pianificazione - programmazione - coordinamento, dall'altro hanno messo in luce l'inadeguatezza dei contenuti dello strumento Piano, sostanzialmente riconducibile ad una programmazione degli adeguamenti delle reti di fognatura e degli impianti di depurazione.

Solo con le successive modifiche della Merli sono state introdotte disposizioni, anche riferite alla pianificazione e riguardanti specifiche sostanze e particolari usi delle acque, più direttamente mirate alla protezione della risorsa.



A più di trent'anni dalla promulgazione, il bilancio della legge, in termini di risanamento dei corpi idrici, non può essere considerato positivo, nonostante essa abbia stimolato una maggiore attenzione agli aspetti connessi con la qualità delle acque e forti investimenti per la realizzazione di infrastrutture legate al ciclo delle acque.

I risultati sono stati insufficienti sia per le carenze delle strutture di controllo, sia per l'equivoco di una politica ambientale fondata prevalentemente sui divieti, sia per lo scollamento fra la gestione della quantità e quella della qualità delle acque.

La situazione non è stata sostanzialmente modificata da provvedimenti legislativi di portata innovativa quale, per gli aspetti più propriamente legati alla pianificazione, quello sulla difesa del suolo (L.183/89), non collegato organicamente con la legislazione preesistente.

Poi, a dimostrazione del cambiamento culturale intervenuto, la L.36/94 (legge Galli) ha introdotto il principio di salvaguardia del bene acqua per le generazioni future, indirizzando gli usi al risparmio e al rinnovo delle risorse per non pregiudicare il patrimonio idrico, visto in forma complessiva e integrata.

La politica delle risorse idriche, con la legge Galli e il D.Lgs.152/99 e s.m.i., si è inserita nel quadro, più generale, della politica ambientale sostenibile; che definisce la disciplina generale per la tutela delle acque superficiali e sotterranee attraverso la riduzione dell'inquinamento e il perseguimento di usi sostenibili e durevoli delle risorse idriche, hanno sancito l'avvento di una nuova cultura dell'acqua dichiarando che l'uso delle risorse idriche dev'essere compatibile con l'ambiente e con le necessità delle generazioni future. Nella legislazione italiana si è avviato un processo di riforma, centrato sull'individuazione di nuovi livelli di coordinamento che superano i confini amministrativi tradizionali e dovrebbero costituire il nuovo sistema di pianificazione e di governo delle risorse idriche.

Poi con la Dir.2000/60/CE la Comunità Europea ha previsto la creazione di un quadro organico della politica in materia di acque, indicando gli elementi principali per il raggiungimento della «qualità ecologica».

Con il Decreto Legislativo n.152 del 3 aprile 2006: "Norme in materia ambientale" che recepisce la Direttiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio, si istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque.

L'art. 73 del T.U.A. ribadisce, sostanzialmente, gli obiettivi già espressi nel D.Lgs. n. 152/99 (prevenzione e riduzione dell'inquinamento, risparmio idrico, uso sostenibile e durevole delle risorse idriche), da realizzare attraverso:

1. l'individuazione degli obiettivi minimi di qualità ambientale e per specifica destinazione dei corpi idrici
2. l'individuazione di misure per la prevenzione e la riduzione dell'inquinamento nelle zone vulnerabili e nelle aree sensibili (artt. 91-94);
3. una tutela integrata sia degli aspetti quantitativi e qualitativi
4. la previsione di un regime autorizzatorio (artt. 124-127) e l'adozione di misure volte al controllo degli scarichi e delle emissioni nelle acque superficiali secondo un approccio combinato (128-132);
5. la previsione di sanzioni adeguate (137-140).

Tra gli obiettivi della legge si ritrovano proprio quelli di prevenire e ridurre l'inquinamento e attuare il risanamento dei corpi idrici inquinati, conseguire il miglioramento dello stato delle acque ed adeguate protezioni di quelle destinate a particolari usi, mantenere la capacità naturale di autodepurazione dei corpi idrici, nonché la capacità di sostenere comunità animali e vegetali ampie e ben diversificate.

Il raggiungimento degli obiettivi indicati in precedenza si realizza attraverso i seguenti strumenti:

- a) l'individuazione di obiettivi di qualità ambientale e per specifica destinazione dei corpi idrici;
- b) la tutela integrata degli aspetti qualitativi e quantitativi nell'ambito di ciascun distretto idrografico ed un adeguato sistema di controlli e di sanzioni;
- c) il rispetto dei valori limite agli scarichi fissati dallo Stato, nonché la definizione di valori limite in relazione agli obiettivi di qualità del corpo idrico ricettore;
- d) l'adeguamento dei sistemi di fognatura, collettamento e depurazione degli scarichi idrici, nell'ambito del servizio idrico integrato;
- e) l'individuazione di misure per la prevenzione e la riduzione dell'inquinamento nelle zone vulnerabili e nelle aree sensibili;
- f) l'individuazione di misure tese alla conservazione, al risparmio, al riutilizzo ed al riciclo delle risorse idriche;
- g) l'adozione di misure per la graduale riduzione degli scarichi delle emissioni e di ogni altra fonte di inquinamento diffuso contenente sostanze pericolose o

per la graduale eliminazione degli stessi allorché contenenti sostanze pericolose prioritarie, contribuendo a raggiungere nell'ambiente marino concentrazioni vicine ai valori del fondo naturale per le sostanze presenti in natura e vicine allo zero per le sostanze sintetiche antropogeniche;

- h) l'adozione delle misure volte al controllo degli scarichi e delle emissioni nelle acque superficiali secondo un approccio combinato.

Al fine della tutela e del risanamento delle acque superficiali e sotterranee, la parte terza del decreto n.152 individua gli obiettivi minimi di qualità ambientale per i corpi idrici significativi e gli obiettivi di qualità per specifica destinazione, da garantirsi su tutto il territorio nazionale.

L'obiettivo di qualità ambientale è definito in funzione della capacità dei corpi idrici di mantenere i processi naturali di autodepurazione e di supportare comunità animali e vegetali ampie e ben diversificate.

L'obiettivo di qualità per specifica destinazione individua lo stato dei corpi idrici idoneo ad una particolare utilizzazione da parte dell'uomo, alla vita dei pesci e dei molluschi.

**E' evidente, quindi, che la normativa attuale, come quella del passato, pone enorme rilevanza sul problema della contaminazione fluviale e sulla necessità di intervenire al fine di diminuire lo stato di contaminazione, ponendo come obiettivo primario quello di garantire la capacità autodepurativa dei corpi idrici ricettori.**

**Il lavoro di tesi vuole fornire uno strumento di supporto per la redazione dei piani ambientali, da strutturare attraverso programmi d'intervento per periodi di tempo definiti, con l'individuazione ottimale degli interventi di affinamento dei sistemi depurativi che sversano in un corpo idrico ricettore per il raggiungimento, nel tempo, di prefissati obiettivi di qualità .**

#### ***4. Individuazione Ottimale dei Livelli Depurativi da attuare agli impianti di depurazione al fine di raggiungere livelli accettabili della qualità dell'acqua nel corso d'acqua.***

La metodologia proposta si pone come obiettivo l'individuazione ottimale dei livelli depurativi da applicare ai diversi impianti di depurazione che scaricano in un corso d'acqua al fine di raggiungere livelli soddisfacenti di qualità nel corso d'acqua stesso (corpo idrico ricettore).

Garantire la qualità dell'acqua nei corsi d'acqua naturali comporta un'azione combinata di monitoraggio, consistente nel controllo continuo del carico inquinante degli scarichi, e interventi migliorativi, che richiedono l'individuazione chiara degli obiettivi di qualità da raggiungere.

Il raggiungimento delle condizioni di qualità in un corso d'acqua in diversi punti di monitoraggio (check points) richiede la determinazione degli ottimali livelli di rimozione di carico inquinante da imporre alle diverse fonti di contaminazione (puntuali o diffuse) nel rispetto delle funzioni obiettivo, metodologia nota nella letteratura tecnica come "optimal waste load allocation".

Tipicamente, problemi multiobiettivo di optimal waste load allocation mirano alla minimizzazione dei costi totali dei trattamenti depurativi e alla massimizzazione dei livelli di qualità del corso d'acqua intesa, per esempio, come raggiungimento di livelli soddisfacenti dell'ossigeno disciolto (DO) ai diversi check points localizzati lungo il corso d'acqua (Brill et al. 1984; Burn & Yulianti 2001).

Le misure di performance, come il numero di violazioni del DO, la misura della massima violazione del DO e la misura totale delle violazioni del livello di ossigeno disciolto richiesto, possono essere portati in conto o come funzioni obiettivo aggiuntive a quelle di minimo costo o come vincoli nel modello di ottimizzazione.

Nel lavoro di ricerca proposto, le misure di performance, nel senso dei livelli di qualità da raggiungere, sono contemplati come funzioni obiettivo.

Se si volessero contemplare, separatamente, le tre condizioni di performance di

- 1) Minimizzazione del Numero di violazioni del DO, intesa come il numero di check points ai quali non sono rispettati i valori di standard di qualità;

- 2) Minimizzazione della Misura della massima violazione del DO, intesa come massimo scostamento della concentrazione di DO rilevata ai check points ;
- 3) Minimizzazione della Misura totale delle violazioni del DO, intesa come somma di tutti gli scostamenti rispetto al valore ottimale rilevato a tutti i check points;  
si dovrebbero, considerando anche la condizione di minimizzazione del costo, considerare 4 funzioni obiettivo con una difficile rappresentazione del sistema. In tal caso, infatti, si avrebbe una difficile gestione delle soluzioni pareto optimal.

Per questo motivo, nel lavoro svolto, le funzioni obiettivo sono state opportunamente riassunte in due:

- 1) funzione obiettivo relativa alla qualità delle acque: somma pesata delle tre funzioni di a) Numero di violazioni, b) Massima violazione, c) Totale delle violazioni;
- 2) funzione obiettivo relativa ai costi.

L'approccio, in questo senso, è analogo a quello proposto da Yandamuri et al. (2006).

Più in particolare, partendo dalla conoscenza dei parametri idraulici del corso d'acqua in esame (affrontata con una tecnica ai volumi finiti, Mucherino et. al. 2005) considerando immissioni di carichi inquinanti dagli scarichi, che come sarà discusso in seguito saranno considerati variabili in maniera aleatoria nel tempo, il modello si avvale di algoritmo per la simulazione del trasporto di tale carico inquinante nel corso d'acqua che simula i fenomeni di convezione, dispersione, diffusione, reareaazione, decadimento basato sulla tecnica lagrangiana.

Grazie a tale algoritmo, in seguito chiamato QualSim-FSN (Quality Simulation for Free Surface Networks) (Mucherino et al. 2006, Mucherino et al. 2007), è possibile ricavare i valori nel tempo delle concentrazioni di contaminanti ai diversi check points, prima di eventuali interventi migliorativi agli impianti.

Scelto un possibile scenario di interventi da applicare agli impianti depurativi, inteso come livelli di rimozione di carico inquinante diverso da impianto a impianto (la prima enunpla di possibili scenari che sarà poi introdotto nell'algoritmo di ottimizzazione è generata in maniera random), è possibile rianalizzare, dal modello QualSim-FSN, i nuovi valori delle concentrazioni di contaminante.

A questo punto, vengono calcolati i seguenti tre indici di performance:

1. Misura della performance in termini di *numero di violazioni*  $E_N$  espressa come rapporto tra la “differenza tra il numero di violazioni del DO standard nel caso di

Carmela Mucherino

mancanza di interventi,  $N_0$  e il corrispondente all'attuale scenario di trattamenti  $N_a$ ” sul “numero di violazioni rispetto al valore DO standard nel caso di assenza di interventi,  $N_0$ ”:

$$E_N = \frac{N_0 - N_a}{N_0} \quad 4-1$$

$$N_0 = f_1((O_j)_0, O_{std}) \quad 4-2$$

$$N_a = f_4((O_j)_a, O_{std}) \quad 4-3$$

Dove:

$$N_a = \sum_{j=1}^{NC} (y_j)_a \quad 4-4$$

Nel quale:

$$(y_j)_a = \begin{cases} 1 & \text{se } O_{std} > (O_j)_a \\ 0 & \text{se } O_{std} \leq (O_j)_a \end{cases} \quad \forall j \quad 4-5$$

e  $NC$  = numero di checkpoints. L'indice  $(y_j)_a$  porta in conto le violazioni del DO standard al check point  $j$  (è una variabile che può assumere i valori 0 o 1).  $O_j$  = concentrazione dell'ossigeno disciolto al checkpoint  $j$ , dove il pedice “0” e “a” i livelli di trattamento corrispondenti allo scenario iniziale prima di intervenire e allo scenario di interventi attuale.  $O_{std}$  = specifico valore standard dell'ossigeno disciolto per il corso d'acqua.

2. Misura della performance in termini di *misura della massima violazione*  $E_v$  espressa come il rapporto tra “la differenza tra la misura della massima violazione rispetto al valore standard nel caso di nessun intervento e nel caso dello scenario di interventi ipotizzato” e “la misura della massima violazione del DO in assenza di interventi”.

$$E_v = \frac{V_0 - V_a}{V_0} \quad 4-6$$

$$V_0 = f_2((O_j)_0, O_{std}) \quad 4-7$$

$$V_a = f_5((O_j)_a, O_{std}) \quad 4-8$$

Dove:

$$V_a = \max_j [(S_1)_a, (S_2)_a, \dots, (S_j)_a] \quad 4-9$$

Nel quale:

$$(S_j)_a = \begin{cases} (O_{std} - (O_j)_a) & \text{se } O_{std} > (O_j)_a \\ 0 & \text{se } O_{std} \leq (O_j)_a \end{cases} \quad \forall j \quad 4-10$$

$V$  = misura della massima violazione del DO rispetto al valore standard,

dove i pedici “0” e “a” hanno lo stesso significato definito in precedenza.

3. Misura della performance in termini di *misura totale delle violazioni*  $E_{TS}$ , che esprime il rapporto tra “la differenza tra la misura delle violazioni totali rispetto al valore standard prima degli interventi e in corrispondenza dello scenario ipotizzato di interventi” e “ la misura delle violazioni totali del DO nel caso di assenza di interventi”.

$$E_{TS} = \frac{TS_0 - TS_a}{TS_0} \quad 4-11$$

$$TS_0 = f_3((O_j)_0, O_{std}) \quad 4-12$$

$$TS_a = f_6((O_j)_a, O_{std}) \quad 4-13$$

Dove:

$$TS_a = \sum_{j=1}^{NC} (S_j)_a \quad 4-14$$

$TS$  = misura del totale delle violazioni del DO rispetto al valore standard,

dove i pedici “0” e “a” hanno lo stesso significato definito in precedenza.

La misura globale della performance della politica di “waste load allocation” ( $E_{WLA}$ ) sarà espressa come la somma pesata delle tre misure di performance prima definite:  $E_N$ ,  $E_V$ ,  $E_{TS}$ .

$$E_{WLA} = (w_N E_N + w_V E_V + w_{TS} E_{TS}) \quad 4-15$$

Dove  $w_N, w_V, w_{TS}$  sono i pesi associati alle misure di performance corrispondenti al numero di violazioni  $E_N$ , misura della massima violazione  $E_V$ , misura totale delle violazioni  $E_{TS}$ . Questi pesi vanno stabiliti dai gestori in modo da portare in conto le specifiche caratteristiche del caso studiato.

Il modello proposto di Waste Load Allocation prevede la minimizzazione dei costi totali degli interventi di trattamento depurativo aggiuntivi e la massimizzazione della misura globale di performance della qualità dell’acqua del sistema. Si è ritenuto

opportuno riferire la performance della qualità dell'acqua del sistema in termini di differenza tra la risultante delle violazioni delle caratteristiche di qualità rispetto allo specifico valore ritenuto standard di qualità del sistema in esame. Spesso può succedere che una politica di optimal waste load allocation che imponga il soddisfacimento delle condizioni di qualità standard in tutti i check points non è perseguibile economicamente. Ciò accade, per esempio, per quei corsi d'acqua con una limitata capacità autodepurativa. In alcuni casi, permettere alcune violazioni comporta un abbattimento significativo dei costi, e per questo motivo, può essere utile fornire al gestore la curva effettiva delle soluzioni ottimali in funzione dei costi di trattamento depurativo e della misura globale della performance.

La formulazione proposta è la seguente:

$$\min Z_1 = \sum_{i=1}^{NS} c_i(x_i) \quad 4-16$$

$$\max Z_2 = E_{WLA} \quad 4-17$$

Subordinate alle condizioni:

$$x_i \in xs_i \quad \forall i \quad 4-18$$

$$E_{WLA} = (w_N E_N + w_V E_V + w_{TS} E_{TS}) \quad 4-19$$

$$(O_j)_a = f(\bar{x}_a, \bar{W}, \bar{Q}, T, \bar{K}) \quad \forall j \quad 4-20$$

Nel quale:

$\bar{x}_a$  = vettore dei livelli di rimozione del contaminante per i diversi impianti corrispondente ad un arbitrario trattamento;  $c_i(x_i)$  = costi dei trattamenti depurativi per lo scarico  $i$ ;  $x_i$  = frazione di concentrazione di contaminante rimossa allo scarico  $i$ ;  $NS$  = numero di immissioni di contaminante nel corso d'acqua;  $xs_i$  = set di tutti i trattamenti depurativi aggiuntivi che si potrebbero applicare all'impianto di depurazione  $i$ . Nella precedente la funzione  $f(\cdot)$  esprime la qualità dell'acqua in funzione dei carichi inquinanti in input e delle caratteristiche idrauliche del corso d'acqua.  $\bar{W}$  = vettore degli scarichi puntuali in input;  $\bar{Q}$  = vettore dei valori di portata per il corso d'acqua principale e per i diversi tributari del sistema;  $T$  = temperatura dell'acqua;  $\bar{K}$  = vettore dei coefficienti di reazione che descrivono i processi di trasporto dei contaminanti.



#### ***4.1. Algoritmo di ottimizzazione multiobiettivo***

L'algoritmo di ottimizzazione sviluppato consiste in un algoritmo multiobiettivo che contiene al suo interno il modello di simulazione della qualità nel corso d'acqua QualSim-FSN. Al fine di individuare la optimal trade-offs tra i due obiettivi è stato adottato un innovativo Algoritmo Genetico, sviluppato nel dipartimento di Ingegneria Idraulica Ambientale "G.Ippolito" di cui si parlerà in seguito.

Ogni possibile soluzione generata dal modulo dell' Algoritmo Genetico (GA) viene inviata al QualSim-FSN ossia al simulatore della qualità dell'acqua e i valori di risposta del DO vengono valutati ad ogni check point. Successivamente, la soluzione di waste load allocation viene inviata al GA per la valutazione della funzione fitness. A questo punto, le soluzioni vengono ordinate per fronti non dominati successivi. Vengono, poi, applicati: selezione esponenziale, crossover, mutazione, elitismo. La procedura viene ripetuta per un numero di generazioni (iterazioni) fissato a priori e le soluzioni non dominate vengono salvate in un file.

L'algoritmo di ottimizzazione è descritto nel seguente diagramma di flusso:

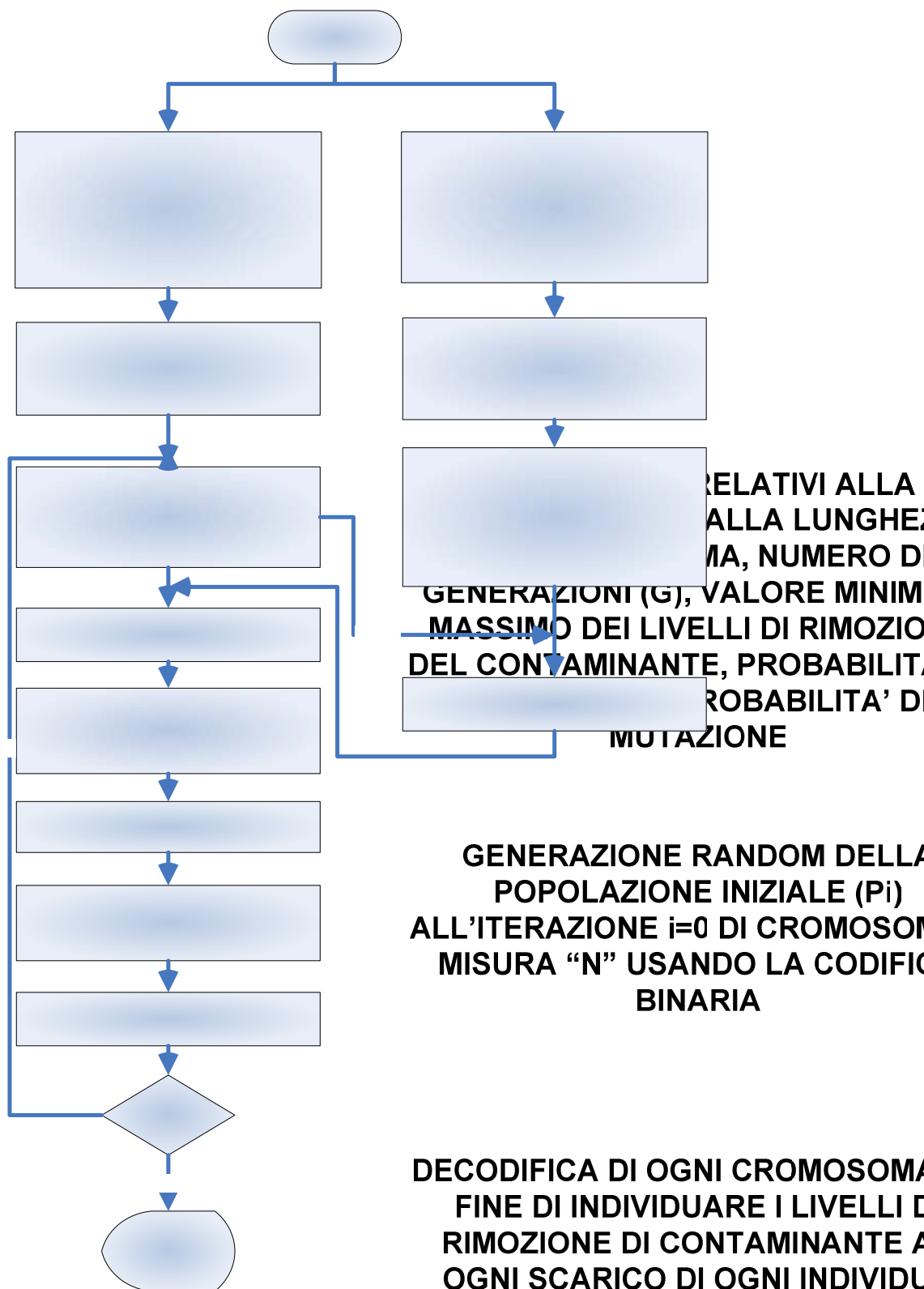
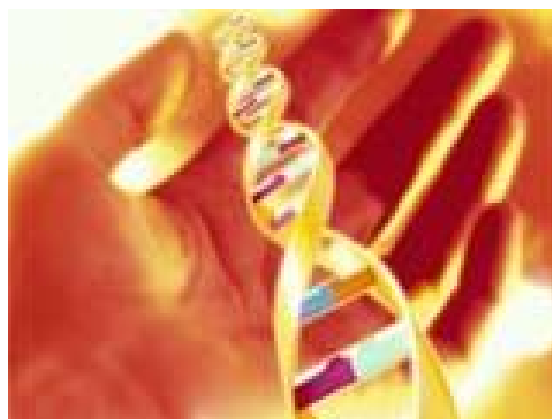


Figura 4-1 Diagramma di Flusso dell'Algoritmo di Ottimizzazione

L'individuo sarà caratterizzato dai seguenti geni, così come mostrato in figura:

Primo Gene	Secondo Gene	NS-esimo Gene
Livello di trattamento depurativo relativo al primo scarico	Livello di trattamento depurativo relativo al secondo scarico	Livello di trattamento depurativo relativo allo scarico NS-esimo

Cromosoma nell'algoritmo genetico sviluppato



**Figura 4-2** La caratterizzazione dell'individuo nell'Algoritmo Genetico

Inoltre, l'algoritmo genetico implementato prevede:

- 1) codifica a scelta tra gray e binaria
- 2) selezione a scelta tra Tournament selection e Rank selection (sia lineare che esponenziale)
- 3) crossover di tipo uniforme
- 4) elitismo semplice

Il significato dei precedenti operatori degli Algoritmi Genetici saranno spiegati nel successivo paragrafo.

## 4.2. Soluzioni di Pareto

Dato un vettore di obiettivi  $f()$  e un insieme di soluzioni al problema  $K \subset \text{Dom}(f()) : K = \{\vec{K}_1, \vec{K}_2, \dots, \vec{K}_v\}$

Il set  $\Psi(K)$  definito come:

$$\Psi(K) \rightarrow \{\vec{K}_p \in K \mid \text{non } \exists \vec{K} \in K \text{ tale che } f(\vec{K}) \leq f(\vec{K}_p) \text{ e } f(\vec{K}) \neq f(\vec{K}_p)\}$$

è chiamato Pareto set (Synthesis and characterization of Pareto-optimal solutions for the mixed  $H_2 / H_\infty$  control problem, R.H.C. Takahashi et al. 2001)

Nel caso specifico, chiamato  $f_c$  la funzione obiettivo costo e  $f_E$  la funzione obiettivo Performance e detto  $K = \{P_1, P_2, \dots, P_N\}$  con  $N$  è il numero di individui della popolazione, un set di possibili soluzioni al problema:

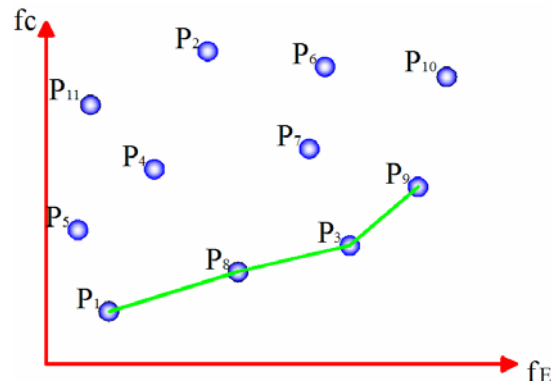
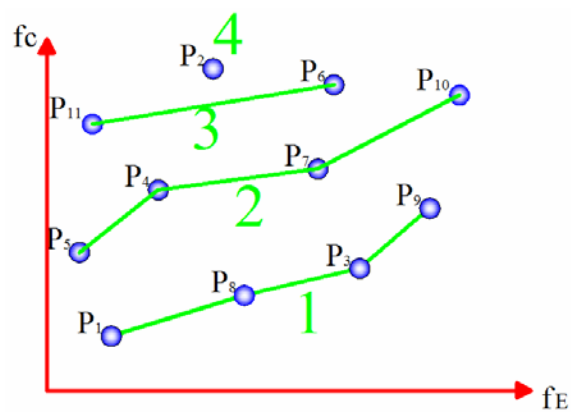


Figura 4-3 Pareto solution

$P_i$  è una soluzione non dominata e quindi appartiene alle pareto optimal a condizione che non esista altro  $P_j$  tale che:

$$\begin{cases} f_{c_{P_i}} < f_{c_{P_j}} \\ f_{E_{P_i}} > f_{E_{P_j}} \end{cases} \text{ e } \begin{cases} f_{c_{P_i}} \neq f_{c_{P_j}} \\ f_{E_{P_i}} \neq f_{E_{P_j}} \end{cases}$$

Individuato il primo fronte non dominato ed assegnato a questo una fitness pari ad 1, dal set iniziale si escludono le soluzioni pareto optimal e si ripete il procedimento individuando il secondo fronte a cui assegneremo fitness 2, e così via:



**Figura 4-4 Fronti non dominati**

Ovviamente, gli individui con fitness 1 avranno fitness migliore e avranno più probabilità di essere scelti nella routine di selection ecc.

### **4.3. Bibliografia**

Burn, D.H., Yulianti J.S. (2001). “ Waste-Load allocation using genetic algorithms” *Journal of Water Resources Planning and Management*”, Vol. 127, No.2, 121-129.

Burn, D.H., McBean E.A., “Optimization Modeling of Water Quality in an Uncertain Environment”, *Water Resources Research*, vol.21, NO.7, pp.934-940.

Cieniawski, S.E., Eheart J.W., Ranjithan, S. (1995), “Using genetic algorithms to solve a multiobjective groundwater monitoring problem”, *Water Resources Research*, vol.31, NO.2 pp.399-409.

Dresnack, R., e Dobbins, W. E. (1968). “Numerical analysis of BOD and DO profiles” *J. Sanit. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 94 (5), 789-808

Kerachian, R., Karamouz, M., Naseri, A. V. (2005) “River Water Quality Management: Application of Stochastic Genetic Algorithm“, *EWRI 2005, ASCE*, pp.12.

Mucherino, C., Pianese, D. (2008) “Multiobjective optimal waste load allocation in natural and artificial free surface networks” in *accettazione al convegno River Flow 2008*.

Seo, W., Cheong, T.S. (1998). “Predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams” *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* 123, 641-684

Yandamuri, S.R.M., Srinivasan, K., Bhallamudi, S.M. (2006) “Multiobjective Optimal Waste Load Allocation Models for rivers Using Nondominated Sorting Genetic Algorithm-II” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol 132, No 3, 133-143.

Willey, R.G., Smith, D. J., Duke, J.H. (1996) “ Modeling Water-Resource Systems for Water- Quality Management” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol 122, No 3, 171-179.

## 5. ALGORITMO GENETICO

Gli algoritmi utilizzati nelle discipline di Intelligenza Artificiale, operano la ricerca di un massimo o di un minimo globale in uno spazio finito sulla base dei vincoli sullo spazio delle soluzioni.

Da un punto di vista formale possiamo dire che, dato un elemento  $X$  appartenente ad uno spazio cartesiano  $D$ , e data una funzione obiettivo, allora la ricerca dell'ottimo globale è la ricerca di un  $X^*$  che massimizzi tale funzione.

Fattori come la presenza di più punti di massimo locale, vincoli sul dominio  $D$ , la non linearità, possono rendere la ricerca molto difficoltosa, per cui il problema non è risolvibile in tempi accettabili. Allora si fa uso di algoritmi che, pur risolvendo il problema con gradi di incertezza, richiedono tempi di convergenza molto minori.

Tra la fine degli anni '50 e l'inizio degli anni '60 i ricercatori nel campo della computazione evolutiva cominciarono a interessarsi ai sistemi naturali nella convinzione che potessero costituire un modello per nuovi algoritmi di ottimizzazione.

In questa ottica, i meccanismi dell'evoluzione possono essere adatti per affrontare alcuni dei più pressanti problemi computazionali, riguardanti la ricerca della soluzione tra un numero enorme di alternative.

Gli algoritmi genetici (GA) sono metodi adattativi che possono essere usati per risolvere problemi di ricerca e ottimizzazione. Sono basati sui processi genetici degli organismi biologici.

Dopo molte generazioni, le popolazioni si evolvono secondo i principi della selezione naturale e della sopravvivenza del migliore, come teorizzato per la prima volta da Charles Darwin nella sua opera "L'origine delle specie" ; imitando questi processi, gli algoritmi genetici sono in grado di evolvere soluzioni per problemi del mondo reale, se sono stati codificati opportunamente.

Le modalità di azione del principio darwiniano della selezione naturale possono essere così riassunte:

□ L'evoluzione naturale agisce sul materiale genetico (genotipo) di un individuo e non sulle sue caratteristiche fisiche, il fenotipo. Ogni variazione che promuove l'adattamento di un individuo emerge dal patrimonio genetico, non da ciò che i genitori avranno eventualmente appreso durante la loro vita.

□ La selezione naturale favorisce la riproduzione degli individui che migliorano l'adattabilità all'ambiente mutevole ed elimina gli individui dalla minore potenzialità riproduttiva. Dal punto di vista genetico, la selezione naturale promuove quelle particolari combinazioni genetiche che danno vita a un organismo più efficiente, selezionando il genotipo, non il fenotipo.

□ La riproduzione è il nucleo centrale del processo evolutivo: la variabilità generazionale di una specie è determinata dalla ricombinazione genetica e dalle piccole mutazioni casuali del codice genetico. Le differenze tra individuo e genitori sono così stabilite. La variabilità è una condizione essenziale dell'evoluzione

□ L'evoluzione naturale opera su intere popolazioni attraverso processi ciclici e generazionali determinati esclusivamente dalle contingenze ambientali e dalle interazioni fra i vari organismi.

I principi di base dei GA sono stati definiti per la prima volta da Holland, il padre dei GA : essi simulano quei processi che nelle popolazioni naturali sono essenziali per l'evoluzione. Quali processi esattamente siano essenziali o quali giochino un ruolo trascurabile (o nessuno) per l'evoluzione è un problema della ricerca, ma i principi di base sono chiari.

In Natura, gli individui di una popolazione competono uno con l'altro per risorse come cibo, acqua e territorio. Inoltre membri della stessa specie spesso competono per attrarre un compagno. Quegli individui che hanno più successo nella sopravvivenza e nella riproduzione avranno un numero relativamente grande di discendenti. Gli individui che si mostreranno essere meno adatti produrranno poca o forse nessuna prole. Questo significa che i geni degli individui più adattati (fit individuals) saranno trasmessi a un crescente numero di individui in ciascuna delle generazioni successive.

La combinazione delle buone caratteristiche di diversi antenati possono a volte produrre una discendenza molto adattata (superfit), la cui qualità è superiore a quella di ciascun genitore. In questo modo le specie si evolvono e diventano sempre più adattate al loro ambiente.

I GA usano una diretta analogia con il comportamento della natura. Lavorano con una popolazione di individui, ciascuno dei quali rappresenta una possibile soluzione del problema posto.

A ogni individuo è associato un punteggio di adattamento "fitness score" a seconda di quanto sia buona la soluzione al problema. In natura è equivalente a stabilire quanto un individuo riesce a competere per le risorse.



Gli individui migliori hanno la possibilità di riprodursi incrociandosi con altri individui della popolazione. Questo produce nuovi individui discendenti che condividono alcune caratteristiche di ciascun genitore. Gli individui meno adattati hanno meno probabilità di riprodursi e quindi si estinguono.

Una intera nuova popolazione di possibili soluzioni è così prodotta dalla selezione degli individui migliori della generazione corrente che accoppiandosi tra loro producono un nuovo insieme di individui.

Questa nuova generazione contiene una proporzione più alta delle caratteristiche possedute dagli individui buoni della precedente generazione. In questo modo dopo molte generazioni le buone caratteristiche vengono propagate a tutta la popolazione, essendo mischiate e scambiate con altre buone caratteristiche. Favorendo l'accoppiamento tra gli individui più adatti, vengono esplorate le aree più promettenti dello spazio di ricerca.

Molto raramente può avvenire che un individuo possieda una nuova caratteristica che non era presente in nessuno dei genitori: si parla in questo caso di mutazione genetica.

Se essa ha dato origine ad un vantaggio competitivo per l'individuo è probabile che questo si riproduca e tramandi alle generazioni successive questa nuova caratteristica, viceversa essa rimarrà un caso isolato e scomparirà in breve tempo.

In maniera analoga i GA generano una popolazione iniziale (ad esempio in modo casuale), selezionano da questa un certo numero di individui e li ricombinano fra loro in modo da dar vita ad una nuova generazione e così via finché la fitness media della specie non converge al valore dell'individuo migliore.

Se il GA è stato costruito bene, la popolazione converge a una soluzione ottima del problema.

La potenza degli Algoritmi Genetici viene dal fatto che hanno una tecnica robusta e possono essere usati con successo in molti campi, e in problemi che altri metodi difficilmente riescono a risolvere.

I GA non garantiscono di trovare una soluzione ottima per un problema, ma generalmente trovano una soluzione sufficientemente buona e in tempi sufficientemente rapidi. Dove esistono tecniche specializzate per risolvere particolari problemi queste hanno spesso prestazioni migliori dei GA sia in termini di accuratezza che di velocità. Il terreno migliore dei GA sono dunque le aree dove non esistono tecniche specializzate.

Dove esistono tecniche che funzionano bene, si possono avere miglioramenti "ibridizzandole" con i GA.

Prima che un GA possa girare, deve essere compiuta un'adeguata codifica (representation) del problema. Abbiamo anche bisogno di una funzione fitness, che assegni una figura di merito a ogni soluzione codificata.

### 5.1. Elementi di base di un GA

Prima di procedere all'individuazione degli elementi base di un algoritmo genetico definiamo quella che è la corrispondenza natura-calcolo:

Individuo	Soluzione di un problema
Popolazione	Insieme di soluzioni
Fitness	Qualità di una soluzione
Cromosoma	Rappresentazione di una soluzione
Gene	Componente di una rappresentazione
Crossover Mutazione	Operatori per la ricerca di soluzioni
Selezione Naturale	Riutilizzo di buone soluzioni

La nuova generazione  $P(t+1)$  è ottenuta dalla popolazione  $P(t)$  per mezzo dei seguenti passi:

1. Codifica: ogni individuo viene codificato in codice binario o in codice Gray;
2. Valutazione: si valuta la qualità dell'individuo (tramite la funzione fitness);
3. Selezione per riproduzione: gli individui migliori sono selezionati per la riproduzione. Sono inseriti in una popolazione intermedia  $P1$ . Gli individui in  $P1$  entreranno nella mating pool con una certa probabilità (probabilità di crossover);
4. Crossover: si applica l'operatore di crossover agli individui nel mating pool. Si ottiene una nuova popolazione intermedia  $P2$ ;
5. Mutazione: l'operatore è applicato con una certa probabilità (probabilità di mutazione) agli individui di  $P2$ . Viene prodotta una nuova popolazione  $P3$ ;
6. Selezione per rimpiazzamento e sopravvivenza: la nuova generazione  $P(t+1)$  contiene gli individui della popolazione  $P3$  ma può includere anche altri individui. Sono possibili più algoritmi di selezione. Ad esempio, un sottoinsieme di individui di  $P(t)$  che non sono stati selezionati per la riproduzione, oppure gli individui migliori di  $P(t)$ .

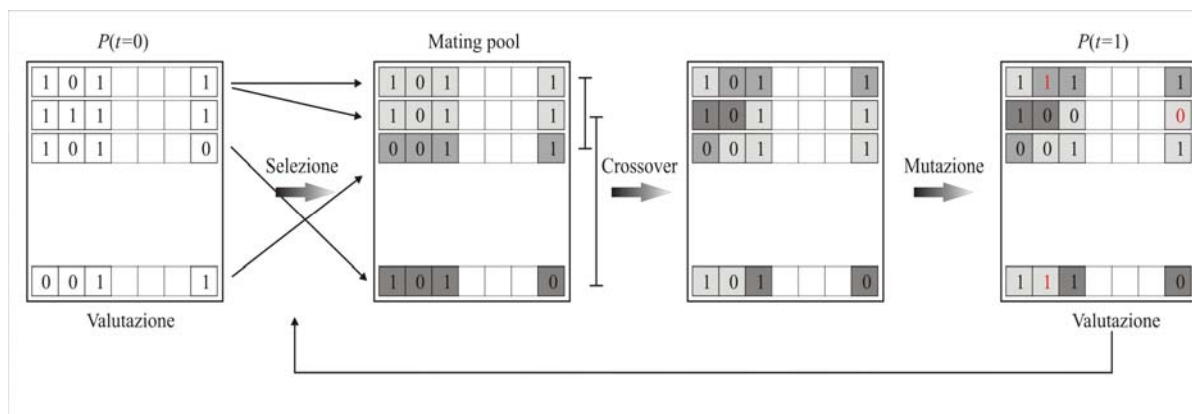


Figura 5-1 Elementi di base di un GA

### 5.1.1. Codifica

Si assume che una possibile soluzione per un problema possa essere rappresentata come un set di parametri (detti geni) i quali sono uniti insieme per formare una stringa di valori (spesso chiamata cromosoma).

Holland per primo ha mostrato, ed è ancora accettato da molti, che l'ideale è usare un alfabeto binario per la stringa.

Poiché fa uso di due soli simboli per rappresentare l'informazione, il codice binario si dice in base 2. A ogni posizione nel numero binario corrisponde una potenza di 2 (la successione crescente di potenze va da destra a sinistra). Sommando i valori che si ottengono moltiplicando il valore della cifra binaria per il valore della potenza di 2, si ottiene il corrispondente valore decimale.

#### Codice Gray

Invece di un semplice codice binario, si può utilizzare per la decodifica anche il cosiddetto codice Gray.

Il codice Gray è un codice non pesato poiché non è possibile assegnare un peso ai bit del codice in base alla loro posizione. La caratteristica fondamentale consiste nel presentare la variazione di un solo bit nel passaggio da un numero al successivo.

Nella tabella seguente è mostrata una sequenza di numeri binari e i corrispondenti codici Gray.

B <sub>3</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>0</sub>	G <sub>3</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>1</sub>	G <sub>0</sub>
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	1
0	0	1	0	0	0	1	1
0	0	1	1	0	0	1	0
0	1	0	0	0	1	1	0
0	1	0	1	0	1	1	1
0	1	1	0	0	1	0	1
0	1	1	1	0	1	0	0
1	0	0	0	1	1	0	0
1	0	0	1	1	1	0	1
1	0	1	0	1	1	1	1
1	0	1	1	1	1	1	0
1	1	0	0	1	0	1	0
1	1	0	1	1	0	1	1
1	1	1	0	1	0	0	1
1	1	1	1	1	0	0	0

**Tabella dei Codici Gray per numeri binari a 4 bit**

In termini genetici, l'insieme dei parametri rappresentati da un particolare cromosoma è chiamato genotipo. Il genotipo contiene le informazioni richieste per costruire un organismo che è chiamato fenotipo. Gli stessi termini sono usati nei GA.

Il fitness di un individuo dipende dalle performance del fenotipo. Questo può essere dedotto dal genotipo, cioè essere calcolato dal cromosoma, usando la funzione fitness.

Per ciascun problema da risolvere deve essere costruita una specifica funzione fitness.

Dato un particolare cromosoma, la funzione fitness restituisce un singolo valore numerico "fitness" o una "figura di merito", che si suppone sia proporzionale alla utilità o abilità dell'individuo che il cromosoma rappresenta.

Insieme allo schema di codice usato, la funzione fitness è l'aspetto cruciale di ogni GA.

Molta ricerca si è concentrata sull'ottimizzazione di tutte le parti dei GA, poiché i miglioramenti possono essere applicati a una varietà di problemi.

Idealmente, vogliamo che la funzione fitness sia piatta e regolare, così che i cromosomi con fitness ragionevole siano vicini (nello spazio dei parametri) ai cromosomi con fitness leggermente migliore.

Uno dei problemi è la costruzione della funzione Fitness. Ad esempio, si dovrebbe trovare il modo per costruire funzioni fitness che non abbiano troppi massimi locali.

La regola generale per costruire la funzione fitness, è che essa dovrebbe riflettere il valore reale del cromosoma in qualche maniera. Tuttavia, per molti problemi, la costruzione può essere un passo ovvio, ad esempio in certi casi basta calcolare il valore di ogni cromosoma. Ma il valore reale di un cromosoma, non sempre è una quantità utile per guidare nella ricerca genetica.

In problemi di ottimizzazione combinatoria, ci sono molti vincoli. E molti punti nello spazio rappresentano cromosomi non validi, e perciò hanno valore “reale” zero.

Perché un GA sia efficace, spesso, si deve inventare una funzione dove il fitness di un cromosoma è visto in funzione di quanto è in grado di portare verso un cromosoma valido. Si dovrebbe sapere dove si trovano i cromosomi validi per assicurarsi che ai punti vicini può essere assegnato un buon valore di fitness.

Si è visto che se il naturale obiettivo di un problema è tutto-o-niente, risultati migliori possono essere ottenuti se si inventano sotto-obiettivi significativi, e li si ricompensa.

Un altro approccio è quello di considerare una funzione penalità, che rappresenta quanto i cromosomi sono inadeguati e costruire la funzione fitness come: (costante \* penalità).

Secondo alcuni è più utile considerare quanti vincoli sono violati piuttosto che quanti sono soddisfatti. Una buona funzione di penalità può essere costruita a partire dal costo di completamento stimato, cioè il costo necessario (stimato) per far diventare valido un cromosoma che non lo è.

### Problemi di Fitness Range

All'inizio di un'esecuzione, i valori per ciascun gene dei diversi membri della popolazione sono casualmente distribuiti.

Conseguentemente, c'è una grande propagazione di fitness individuali. Come l'algoritmo progredisce, particolari valori per ogni gene cominciano a predominare.

Mentre la popolazione converge, il range del fitness si riduce. La variazione nel range del fitness spesso porta a problemi di convergenza prematura o fine lenta.

### Convergenza Prematura

Un classico problema con i GA è che i geni provenienti da pochi individui con un fitness comparabilmente alto (ma non ottimale) possono rapidamente dominare la popolazione, causando la convergenza a un massimo locale. Una volta che la popolazione converge, l'abilità del GA di continuare la ricerca per una soluzione migliore è effettivamente eliminata: il crossover di individui quasi identici può portare ben pochi miglioramenti. Solo la mutazione rimane per poter esplorare nuove zone, e questo semplicemente porta a una ricerca lenta e casuale. Per far lavorare bene il GA su una popolazione finita, si deve modificare la maniera con cui vengono scelti gli individui per la riproduzione.

### Fine lenta

Questo problema è opposto al precedente. Dopo molte generazioni, la popolazione sarà convergente, ma non avrà localizzato precisamente il massimo locale. Il fitness medio sarà alto, ma ci sarà poca differenza tra la media e il miglior individuo.

Le stesse tecniche usate per combattere la convergenza prematura combattono anche questo problema.

## ***5.2. Selezione per riproduzione***

La selezione dei genitori è il compito di allocare opportunità riproduttive a ciascun individuo.

In principio, gli individui sono copiati dalla popolazione in una “piscina di accoppiamento” (mating pool), dove gli individui migliori hanno molta probabilità di essere copiati più volte, mentre i peggiori potrebbero non essere copiati affatto.

Sotto un severo schema di riproduzione, la dimensione della mating pool è uguale a quella della popolazione.

Dopo di ciò, coppie di individui vengono tirati fuori dalla piscina e fatti accoppiare. Questo viene ripetuto finché la piscina rimane vuota.

Il comportamento di un GA dipende molto da come gli individui vengono scelti per andare nella mating pool. I modi di farlo possono essere divisi in quattro.

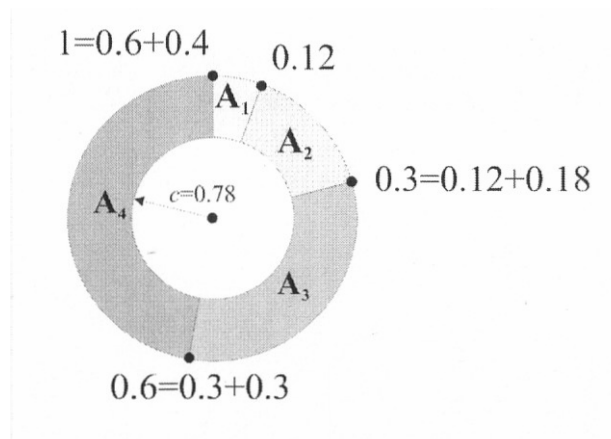
Il più semplice di questi è il “roulette wheel selection”, nel quale i genitori sono selezionati in base al loro fitness: i migliori cromosomi hanno maggiore probabilità di essere selezionati.

Possiamo immaginare una roulette dove vengono piazzati tutti i cromosomi, ognuno dei quali occupa uno spazio grande in proporzione al suo fitness. Poi “si lancia la pallina” e si seleziona il cromosoma, quindi i cromosomi con alto fitness possono essere selezionati più volte.

La probabilità per ogni individuo di essere selezionato corrisponde al valore della fitness del suo fenotipo normalizzata sulla fitness totale di tutti i fenotipi della popolazione:

$$p_i = \frac{f_i}{\sum f_i} \quad 5-1$$

Esempio di roulette:



**Figura 5-2 Esempio di roulette selection**

I quattro individui A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub> e A<sub>4</sub>, con probabilità di selezione 0.12, 0.18, 0.3 e 0.4, occupano uno “spicchio” di roulette di ampiezza pari alla propria probabilità di selezione.

Nell'esempio l'operatore di selezione genera il numero casuale  $c = 0.78$  e l'individuo A<sub>4</sub> viene selezionato.

Gli individui con fitness più alto hanno una maggiore possibilità di essere selezionati anche più volte.

Ogni volta che un individuo della popolazione è selezionato ne viene creata una copia; tale copia è inserita nel cosiddetto mating pool (piscina di accoppiamento).

Quando il mating pool è riempito con esattamente  $n$  copie di individui della popolazione,  $n$  nuovi discendenti vengono creati applicando gli operatori genetici.

Questo metodo, essendo probabilistico, può allocare un numero di cloni effettivo molto diverso da quello atteso.

Questo tipo di selezione può avere dei problemi quando le differenze fra i valori di idoneità tra i vari individui sono elevate. Per esempio, se la idoneità del cromosoma migliore è 90% della somma di tutti i fitness allora altri cromosomi avranno molte poche probabilità di essere selezionati. Inoltre ci possono essere problemi di:

- 📊 convergenza prematura: se un individuo ha fitness molto maggiore della media della popolazione, ma molto minore della massima fitness possibile, tenderà ad essere sempre selezionato e quindi a generare una popolazione “mediocre”;
- 📊 stagnazione: dopo un certo numero di generazioni, tutti gli individui hanno una buona fitness e quindi tendono ad avere la stessa probabilità di essere selezionati.

Queste situazioni singolari possono essere evitate riscalandi i valori di fitness prima di attivare il processo di selezione, in modo da esaltare o mitigare le differenze a seconda dei casi.

La scalatura lineare trasforma la fitness originale  $F$  nella fitness scalata  $F'$  affinché la fitness riscalata di ciascuna stringa non superi 1.5 o 2.0 volte la fitness media della popolazione; le stringhe con fitness molto minore della media possono assumere valori di fitness negativi a seguito della riscalatura.

### Rank selection

Altro metodo utilizzato per la selezione è quello del rank selection (selezione per rango). Tale metodo consiste nell'ordinare gli individui in ordine decrescente di fitness ed attribuire ad ognuno una probabilità decrescente (ad esempio linearmente o esponenzialmente) in funzione della posizione in classifica.

I vantaggi di questo secondo metodo sono i seguenti:

- non si ha convergenza prematura (nessun individuo ha probabilità molto maggiore degli altri di essere selezionato);
- non c'è stagnazione in quanto le probabilità sono sempre ugualmente distribuite.

Questo schema esclude a priori i casi degeneri del metodo roulette, poiché il numero di cloni assegnati ad un genotipo non viene direttamente controllato dal valore



assoluto della sua fitness, tuttavia introduce ulteriore overhead alla computazione richiedendo l'ordinamento di tutti i cromosomi ad ogni iterazione.

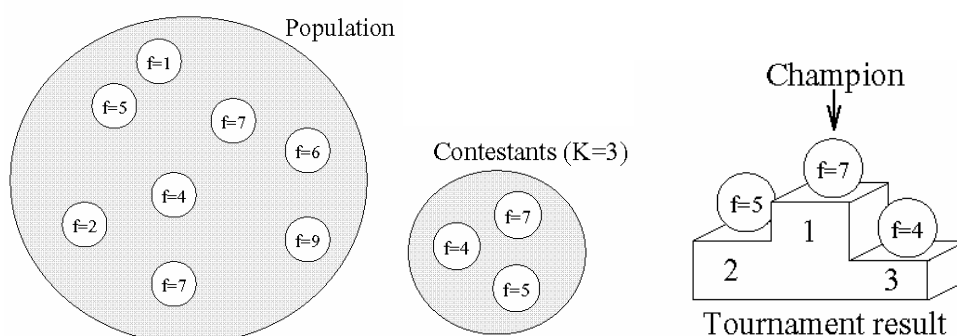
### Tournament selection

Il metodo del tournament selection riempie la mating pool senza passare attraverso livelli intermedi di ordinamento del fitness.

Chiunque abbia un alto fitness viene copiato nella mating pool, e questo viene ripetuto finché la piscina non è piena.

Tornei più grandi possono essere usati, dove il migliore di  $n$  individui scelti a caso è copiato nella mating pool, e questo ha l'effetto di aumentare la pressione di selezione, perché gli individui sotto la media difficilmente vinceranno i tornei, mentre i migliori avranno ottime probabilità.

I vantaggi di questo terzo metodo sono gli stessi di quelli visti nella “selezione per rango”, con il fatto che “la selezione tramite torneo” non necessita di ordinamento.



**Figura 5-3 Tournament Selection**

Si scelgono “ $k$ ” individui in modo random (nell’esempio  $k=3$ ) e si confrontano le loro fitness; il migliore vince il torneo e viene selezionato.

### Stochastic remainder selection

L'inerente casualità dei metodi di roulette selection, rank selection e tournament selection può condurre ad un numero di cloni effettivamente assegnati a ciascun genotipo significativamente diverso da quello atteso; la tecnica di stochastic-remainder selection consiste nell'assegnare in modo deterministico a ciascun genotipo un numero di cloni pari alla parte intera del valore atteso, e nell' allocarne la parte frazionaria

usando roulette selection: la casualità viene così ristretta alla sola componente frazionaria del valore atteso.

### **5.3. Operatori genetici**

Chiamati anche operatori di ricerca euristica, sono schemi probabilistici, applicati a seguito della riproduzione selettiva, che modificano il codice genetico dei cloni della nuova popolazione in modo da sfruttare tramite ricombinazione le informazioni acquisite dalla popolazione precedente, ed esplorare tramite mutazione nuove regioni dello spazio dei genotipi.

#### **5.3.1. Crossover**

Il crossover combina i geni tipicamente di due individui con una certa probabilità  $p$  per produrre individui figli che ereditano caratteristiche da entrambi i genitori.

La probabilità di crossover rappresenta quanto spesso il crossover sarà compiuto. Se non c'è il crossover, i figli sono l'esatta copia dei genitori; se c'è il crossover i figli sono fatti da parte degli ambo cromosomi dei genitori.

Se la probabilità di crossover è 100%, allora tutti i figli sono generati tramite crossover, se in vece è 0%, allora la nuova generazione è fatta da copie esatte dei cromosomi della vecchia popolazione (ma questo non vuol dire che la nuova generazione è la stessa!)

Il crossover viene effettuato nella speranza che i nuovi cromosomi contengano buone parti dei vecchi cromosomi in modo tale che i nuovi cromosomi siano migliori. Comunque è buona norma lasciare alcune parti della vecchia popolazione alla nuova generazione.

Esistono una serie di modi per effettuare il crossover, la cui scelta dipende spesso dal problema che occorre affrontare.

Il GA tradizionale usa il one point crossover quando i due cromosomi che si accoppiano sono entrambi tagliati in punti corrispondenti e la sezione dopo i tagli è cambiata. Esistono numerose varianti a questa strategia elementare, chiamata one-point, che spesso coinvolgono più di un punto di taglio; si parla allora del two-point crossover, del multi-point crossover e del crossover uniforme.

### One point crossover

Il crossover prende due individui, e taglia le stringhe dei loro due cromosomi in qualche posizione scelta a caso, per produrre due segmenti "testa" (head) e due segmenti "coda" (tail). I segmenti coda sono poi scambiati per produrre due nuovi cromosomi di lunghezza completa. Ciascuno dei figli eredita alcuni geni da ogni genitore. Questo è conosciuto come one-point crossover.

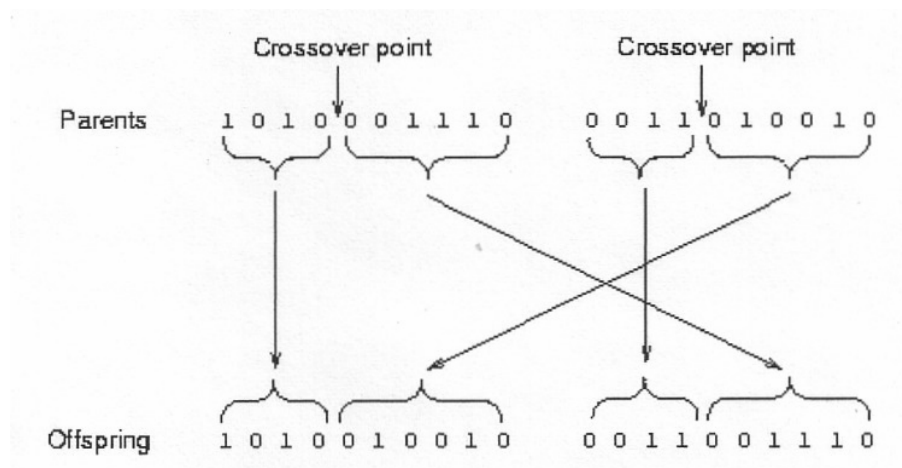


Figura 5-4 One-point crossover

### Two-point crossover

In questa tecnica (e in generale nel multi-point) piuttosto che stringhe lineari i cromosomi possono essere considerati come cerchi formati dall'unione degli estremi insieme. Per cambiare un segmento da un cerchio con un altro proveniente da un altro ciclo, si richiede la selezione di due punti crossover, come mostrato nella figura di seguito.

In questa figura il one-point crossover può essere visto come un two-point crossover, con uno dei punti di taglio fissato all'inizio della stringa.

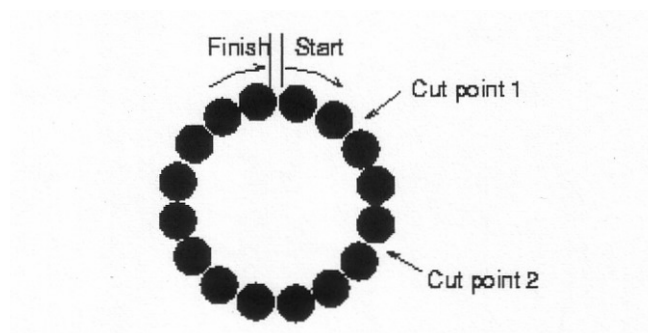


Figura 5-5 Two-point crossover

Quindi il two-point crossover opera come il one-point (cioè cambiando un solo segmento), ma è più generale.

### Crossover Uniforme

Questa tecnica è completamente differente dal one-point crossover.

Ciascun gene nei figli è creato tramite una copia del corrispondente gene da uno dei due genitori, scelto in accordo a una “maschera di crossover” creata in maniera casuale.

Dove c'è un 1 nella maschera, il gene è copiato dal primo genitore, e dove c'è uno 0, il gene è copiato dal secondo genitore, come mostrato in figura alla pagina seguente.

Il processo è ripetuto con i genitori scambiati per produrre un secondo figlio. Una nuova maschera crossover è generata casualmente per ciascuna coppia di genitori. Il figlio quindi contiene una mistura di geni provenienti da ciascun genitore. Il numero degli effettivi punti crossover non è fissato, ma supererà  $L/2$ , dove  $L$  è la lunghezza del cromosoma.

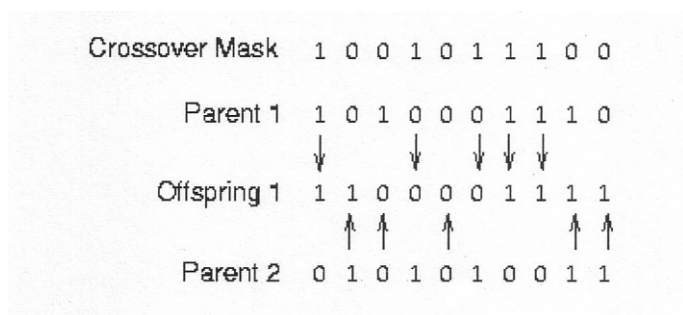


Figura 5-6 Crossover uniforme

### Quale tecnica di crossover è la migliore?

Il dibattito su quale sia la migliore tecnica di crossover è ancora in corso. Riguardo il crossover uniforme gli schemi che hanno un particolare ordine (l'ordine di uno schema è il numero di valori dei bit specificati) hanno la stessa probabilità di essere distrutti, a prescindere dalla lunghezza definita (il numero di bit tra il primo e l'ultimo bit specificato).

Con il two-point è la lunghezza definita dello schema che determina la sua predisposizione alla distruzione, non il suo ordine. Questo significa che riguardo il crossover uniforme gli schemi con lunghezze definite corte hanno maggiori probabilità di essere distrutti, mentre le più lunghe sono distrutte meno facilmente.

Il crossover uniforme ha il vantaggio che l'ordinamento dei geni è del tutto irrilevante e questo significa che gli operatori di riordinamento come l'inversione non sono necessari.

Si è visto che da una comparazione estesa di differenti operatori di crossover, incluso one-two-point, multi-point e uniforme analizzandoli teoricamente in termini di deviazione di posizione e distribuzione, e empiricamente su alcuni problemi, nessuno prevale sugli altri e con una differenza nella velocità delle tecniche non più del 20% circa.

Si è osservato che il crossover two-point lavora male quando la popolazione è ampiamente convergente, e ciò dovuto alla ridotta produttività del crossover. Quando due cromosomi sono simili, i segmenti scambiati dal two-point crossover è probabile che siano identici, e portano a figli che sono identici ai genitori. Questo è meno facile che succeda con il crossover uniforme.

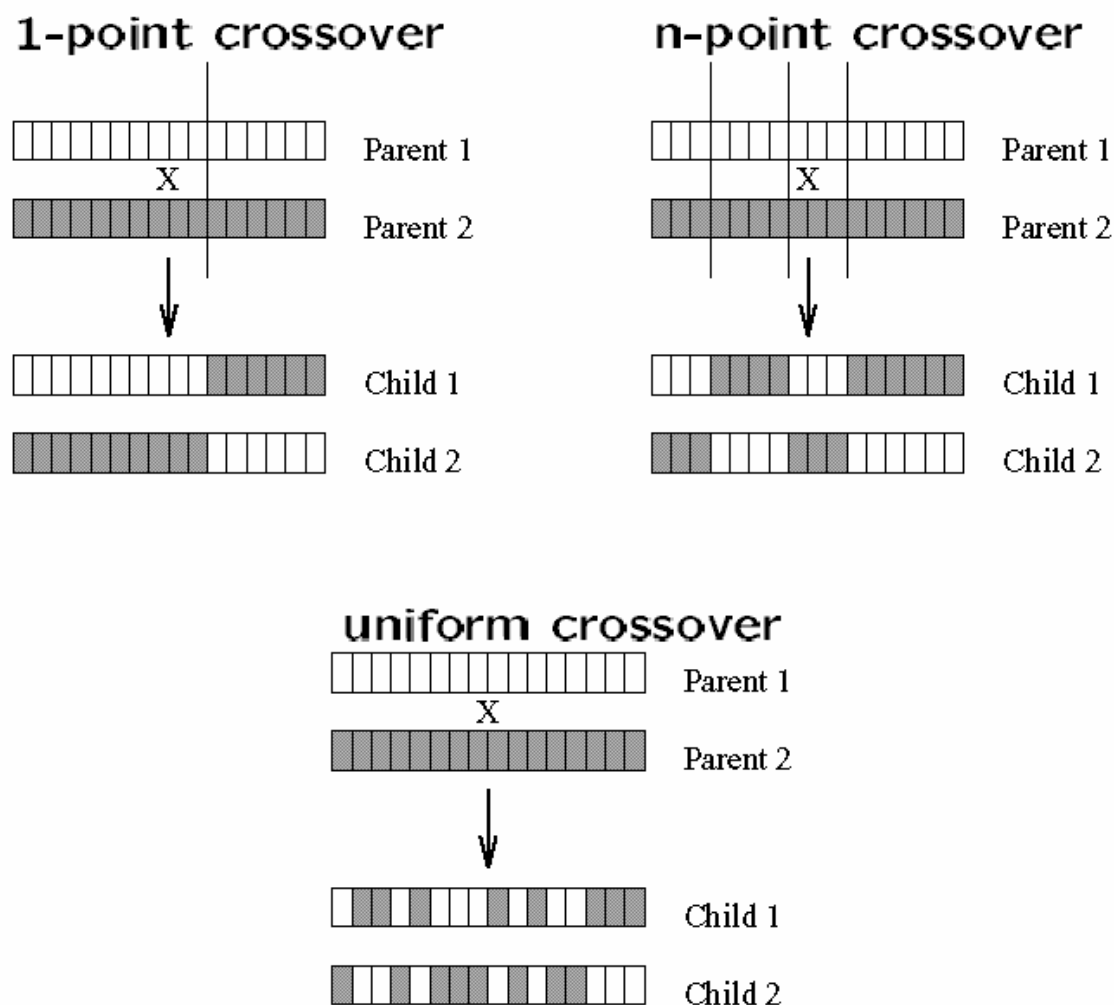
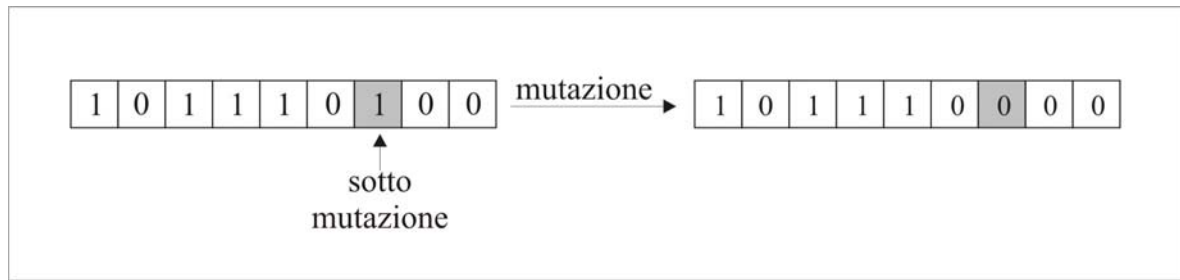


Figura 5-7 Il Crossover

### 5.3.2. Mutazione

La teoria tradizionale ritiene che il crossover sia più importante della mutazione per quanto riguarda la rapidità nell'esplorare lo spazio di ricerca. La mutazione porta un po' di "casualità" nella ricerca e aiuta ad assicurarsi che nessun punto nello spazio abbia probabilità nulla di essere esaminato, inoltre previene la deriva genetica ovvero il convergere dei membri della popolazione verso qualche punto dello spazio di ricerca.

Questo è dovuto al fatto che un gene predominante si può propagare a tutta la popolazione. Una volta che un gene converge in questa maniera, il crossover non può introdurre nuovi valori. Da questo si evince che, mentre la popolazione si avvicina alla convergenza, la mutazione diventa più produttiva del crossover.



**Figura 5-8 La Mutazione**

### 5.3.3. *Elitismo*

L'elitismo è probabilmente una fra le migliori estensioni del GA: esso consente di migliorare le generazioni successive osservando e prelevando cromosomi nelle precedenti.

Distinguiamo due tipi di elitismo, quello semplice e quello globale.

Nel primo caso, il miglior individuo (padre) della generazione 'i' viene mantenuto nella successiva generazione 'i+1' se presenta fitness migliore di quella del figlio. Nella pratica questa tecnica viene sempre usata per non perdere informazioni sul cromosoma migliore nelle operazioni di selezione, crossover e mutazione che portano da una generazione all'altra.

Nel secondo caso, quello di elitismo globale, ogni individuo della generazione successiva può essere sostituito dal padre se questo presenta prestazioni migliori.

La funzione che ha il compito di esplicitare l'opzione di elitismo semplice è la "vercro", il cui funzionamento viene mostrato nel seguente schema a blocchi:

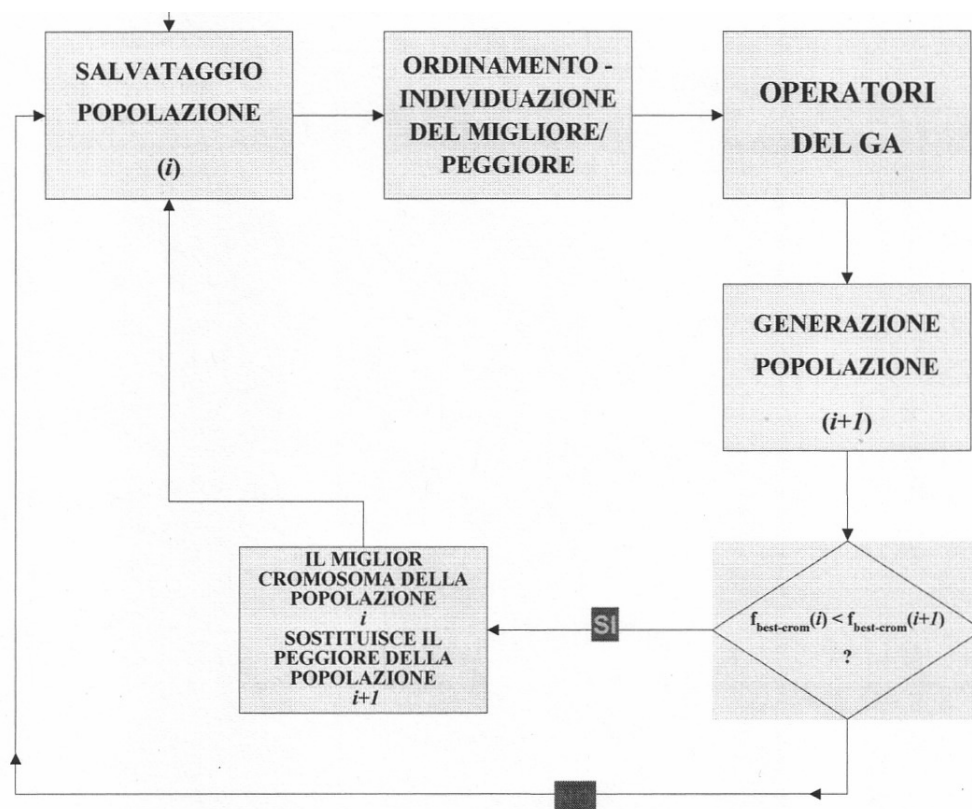


Figura 5-9 Funzionamento dell'elitismo semplice

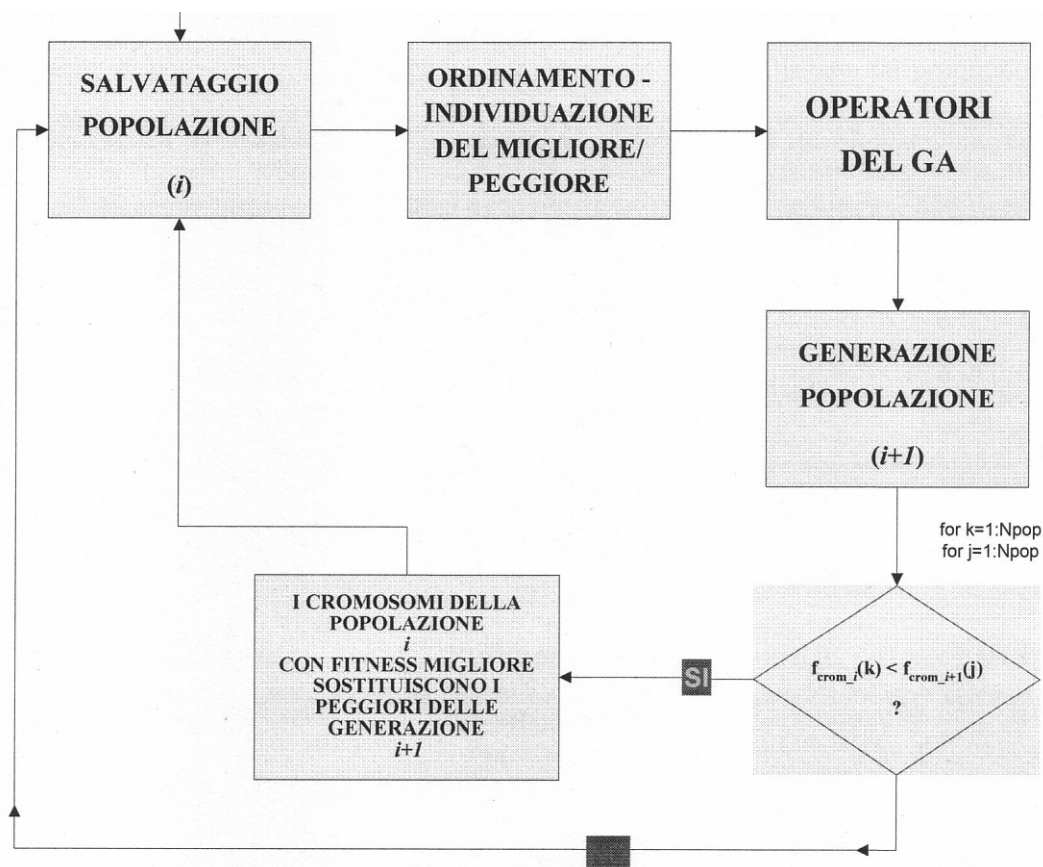
Come mostrato dal diagramma, questa subroutine fa il confronto fra il miglior cromosoma della generazione corrente e quello della generazione precedente; se la fitness di quest' ultimo è migliore di quella del primo, il peggior elemento della popolazione corrente viene sostituito dal miglior cromosoma dell'antecedente. Per ogni generazione, infatti, il miglior cromosoma viene salvato, in modo da poter sostituire il peggior della successiva in maniera molto semplice.

L'elitismo semplice, al pari della selezione, del crossover o della mutazione diventa così un operatore fondamentale del GA in quanto permette di non perdere informazioni sul miglior risultato ottenuto fino a quel momento e di aumentare la velocità di convergenza.

Ecco perché tale operatore viene utilizzato dal programma a priori, senza la necessità che il progettista, o chi svolge le simulazioni, debba necessariamente inserire tale opzione da input.

La subroutine che invece svolge il compito di elitismo globale è la cosiddetta funzione "vercro2". Il diagramma precedente si modifica allora come segue:





**Figura 5-10** Funzionamento dell'elitismo globale

In tal caso, viene innanzitutto salvata la mappa della generazione corrente in un'apposita matrice di appoggio. Viene poi effettuato un confronto, cromosoma per cromosoma, tra due generazioni successive; qualora un qualsiasi cromosoma della generazione precedente, non necessariamente il migliore, presenti fitness migliore di tutti gli elementi della popolazione successiva, questo andrà automaticamente a sostituire il peggior cromosoma della generazione corrente. Il tutto si ripete per ogni cromosoma, fino all'esaurimento degli elementi aventi una fitness migliore o fino al raggiungimento del numero massimo di elementi possibili per ogni popolazione, numero questo impostabile dall'esterno ( $N_{pop}$ ).

In questo modo si garantisce una velocità di convergenza dell'algoritmo decisamente superiore a quella ottenibile con l'elitismo semplice: dopo un certo numero di generazioni, variabile in dipendenza del problema, la generica popolazione  $k$  avrà come elementi solo i migliori risultati delle precedenti generazioni: applicando quindi gli operatori crossover e mutazione a cromosomi con caratteristiche genetiche molto forti è decisamente più probabile che i figli non solo mantengano tali caratteristiche ma si evolvano verso soluzioni ancora migliori.

### Elitismo selettivo

Al fine di ottenere non soltanto dei risultati maggiormente vicini alla soluzione ottima, ma anche per cercare di migliorare i tempi di convergenza del GA senza pregiudicare i risultati finali che esso propone, è possibile apportare una modifica all'opzione di elitismo.

L'opzione di elitismo globale si attiva sin dalla seconda generazione: dopo la creazione in maniera totalmente casuale di un numero prefissato di popolazioni iniziali, i migliori elementi di queste formano l'effettiva prima popolazione cui vengono applicati gli operatori del GA.

A partire dalla seconda generazione, quando cioè è possibile fare un confronto tra due generazioni successive, l'elitismo globale si attiva, mettendo in pratica tutte le operazioni descritte in precedenza.

Alla luce di una lunga serie di simulazioni, volte ad una validazione di tale opzione, ci si è accorti che il GA operava effettivamente con tempi di convergenza decisamente inferiori alla media ma produceva, nella maggior parte dei casi, risultati lontani (se non, in rari casi, incongruenti) dalla soluzione ottima sperata. Il tutto si traduceva in valori della funzione di fitness non così buoni come desiderato anche se i tempi computazionali si dimostravano realmente ottimi.

La causa di tutto ciò deve probabilmente ricercarsi nel fatto che l'elitismo, pur consentendo di ottenere dei tempi di convergenza molto bassi, può pregiudicare il risultato finale in quanto causa, molto spesso, la perdita di caratteristiche genetiche che, pur apparentemente negative o comunque non buone in senso darwiniano, potrebbero dimostrare la loro potenza evolutiva solo dopo un certo numero di generazioni: cromosomi "non buoni" in termini assoluti (ovvero visti nella loro interezza) potrebbero nascondere dei geni (ovvero gli effettivi parametri del problema in esame) conformi alle specifiche o comunque già ottimizzati. I geni provenienti da pochi individui con una fitness comparabilmente buona (ma non ottimale) possono rapidamente dominare la popolazione, causando la convergenza a un minimo locale.

Una volta che la popolazione converge, l'abilità del GA di continuare la ricerca per una soluzione migliore è effettivamente eliminata: il cross-over di individui quasi identici può portare ben pochi miglioramenti. Tenendo conto che il GA si basa proprio su tali cromosomi per svilupparsi intorno all'elitismo, ecco spiegato il motivo di una

convergenza, seppur rapida, verso una soluzione errata o, quantomeno, subottima. Solo la mutazione rimane per poter esplorare nuove zone, e questo semplicemente porta ad una ricerca lenta e casuale.

Da qui l'idea di utilizzare l'elitismo globale in maniera "selettiva": si lascia che il GA evolva autonomamente per un certo numero di generazioni (generalmente tale valore, impostabile a piacere dall'esterno, è pari al doppio della popolazione utilizzata nella prima generazione), per poi inserire automaticamente l'opzione di elitismo.

In tal modo si raggiunge un doppio risultato: si lascia al GA la possibilità di esplorare un più vasto campo di soluzioni, senza tralasciare alcun cromosoma che potrebbe potenziare lo sviluppo genetico e, una volta esaurito tale campo, grazie all'elitismo stesso, si raggiungono, in tempi molto brevi, valori di fitness davvero bassi.

#### LA FUNZIONE DISTANZA

Oltre all'elitismo globale, è possibile implementata un'altra tecnica per evitare la perdita di alcune buone caratteristiche genetiche: l'elitismo viene applicato anche a individui che "distano" un certo valore dal migliore, ovvero che non hanno geni troppo simili ad esso: in tal modo vengono "sbloccati" da una condizione di stallo quei cromosomi che non sono particolarmente buoni, reintroducendo quindi un certo grado di diversità nel genoma globale della popolazione, pur senza perdere informazioni sulla migliore soluzione fino ad allora trovata.

Tutto ciò viene realizzato dalla funzione "dist" che compie una operazione di OR esclusivo (XOR) bit a bit tra i geni di ogni individuo: potremo così ottenere una misura della differenza tra due cromosomi dal numero degli 1 trovati, visto che l'operatore XOR restituisce 1 per bit diversi, 0 per bit uguali come evidenziato dalla tabella sottostante.

<b>A</b>	<b>B</b>	<b>XOR(A,B)</b>
<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>0</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>

**Figura 5-11**

**Tabella di verità per la funzione XOR**

La variabile “dist” è quindi un numero reale che rappresenta la diversità bit a bit di un cromosoma rispetto a quello di riferimento: se vale 1, si ha la massima diversità possibile; se vale 0, i due cromosomi sono identici.

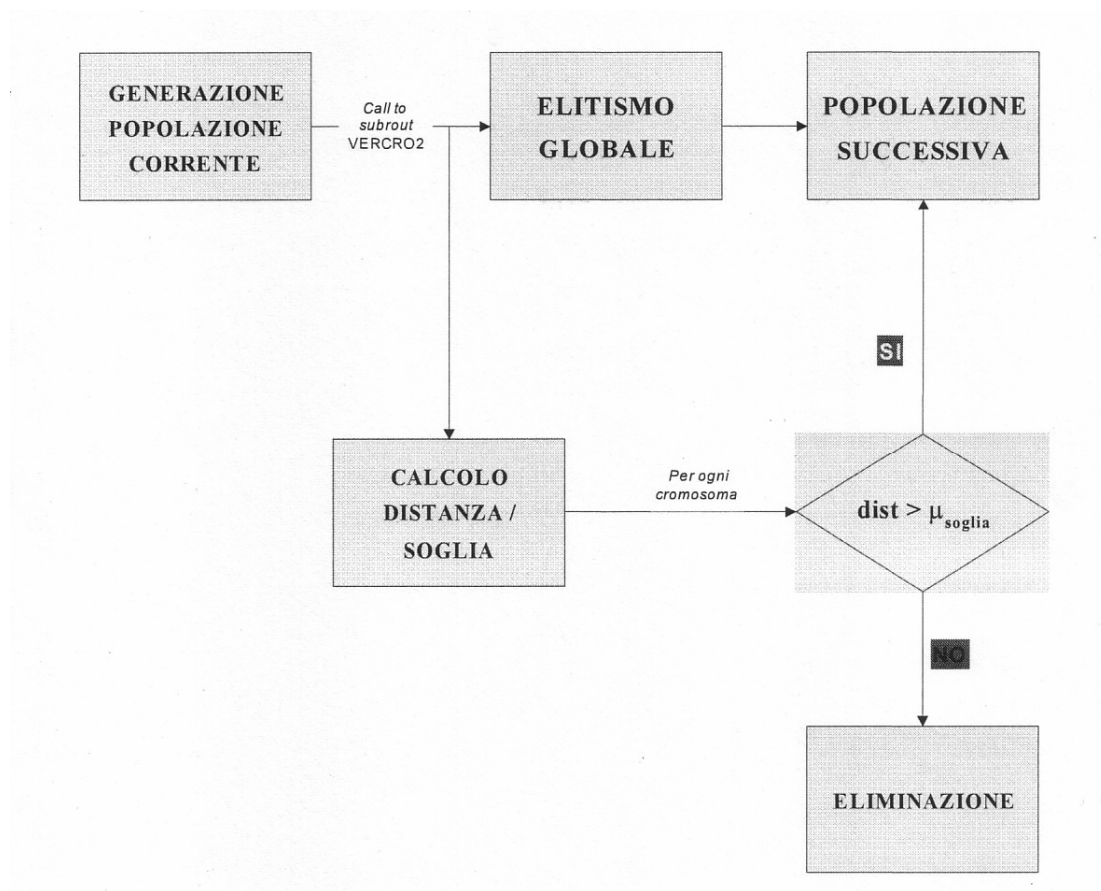


Figura 5-12 La funzione distanza nell'elitismo

#### ***5.4. Verifica dell'avvenuto miglioramento e uscita dall'algoritmo***

Durante il processo evolutivo, a causa dell'applicazione degli operatori, può accadere che la mappa cromosomica peggiori.

Il peggioramento non è necessariamente un avvenimento negativo, perché, come già detto a proposito dell'operatore crossover, in una ottimizzazione multi-oggetto, soluzioni globalmente non valide possono apportare con il loro patrimonio genetico miglioramenti alla popolazione, celando al loro interno valori ottimi di singoli parametri.

Al termine di ogni generazione viene quindi confrontato il miglior cromosoma con quello relativo alla generazione precedente e se si riscontra un peggioramento, quest'ultimo andrà a sostituire il peggiore della generazione corrente.

È opportuno notare che l'Algoritmo Genetico non necessariamente fornirà una soluzione ottima o prossima a questa: poiché spesso la soluzione ottenuta è sub-ottima, sarà compito del progettista decidere quando arrestare l'evoluzione della popolazione selezionata.

Tra il crossover e la mutazione c'è un dibattito ormai decennale su quale dei due sia il migliore; molto dipende dal problema ma in generale è meglio avere entrambe. Inoltre la mutazione da sola è possibile, mentre il crossover da solo non dovrebbe funzionare.

#### ***5.5. Condizione di stop***

Il processo può essere arrestato:

1. quando si raggiungono soluzioni con fitness sufficientemente buone;
2. quando la fitness media cresce al di sotto di una soglia (quando, cioè, tutti gli individui sono simili tra loro);
3. dopo un numero definito di iterazioni.

Il risultato che ne fuoriesce può essere:

1. il migliore dell'ultima generazione;
2. il migliore tra tutti gli individui generati dall'inizio del processo.

Dopo che i figli sono stati prodotti attraverso la selezione, il crossover e la mutazione degli individui della vecchia generazione, bisogna calcolare il loro fitness e reinserirli nella popolazione.

A questo punto si hanno due possibilità:

### ***5.6. Global reinsertion e local reinsertion***

Per quanto riguarda la global reinsertion esistono differenti schemi:

1. la vecchia popolazione viene sostituita integralmente (pure reinsertion);
2. vengono prodotti figli in numero inferiore ai genitori che vengono rimpiazzati in maniera uniforme e casuale (uniform reinsertion);
3. vengono rimpiazzati i genitori migliori (elitist reinsertion);
4. viene generata una prole maggiore di quella richiesta e vengono reinseriti solo i migliori individui della prole (fitness-based reinsertion).

Nella local selection gli individui vengono selezionati da un insieme limitato e contiguo. La reinserzione avviene esattamente nello stesso insieme, in questo modo viene preservata la località dell'informazione.

Per la selezione di un genitore da rimpiazzare e per quella di un figlio da inserire viene seguito uno di questi schemi:

1. tutti i figli vengono inseriti nell'insieme e gli individui vengono rimpiazzati in modo casuale;
2. tutti i figli vengono inseriti nell'insieme e gli individui peggiori vengono rimpiazzati;
3. i figli migliori vanno a sostituire gli individui peggiori nell'insieme;
4. i figli migliori prendono il posto dei genitori nell'insieme;
5. i figli migliori vanno a sostituire individui scelti a caso nell'insieme;
6. i genitori vengono rimpiazzati dai figli migliori.

### **5.7. Convergenza**

Se il GA è correttamente implementato, la popolazione evolverà in molte generazioni in modo che il fitness del migliore individuo e la media di ogni generazione cresca verso l'ottimo globale.

La convergenza è la progressione verso la crescente uniformità. Un gene converge quando il 95% della popolazione condivide lo stesso valore. La popolazione converge quando tutti i geni convergono.

### **5.8. Esplorazione e sfruttamento**

Un qualsiasi algoritmo di ottimizzazione efficiente, deve usare due tecniche per trovare il massimo globale: esplorazione (exploration) per esaminare nuove e sconosciute aree dello spazio di ricerca, e sfruttamento (exploitation) per fare uso dei punti precedentemente visitati per trovare punti migliori.

Queste richieste sono contraddittorie, e un buon algoritmo di ricerca deve trovare un buon compromesso tra le due. Una ricerca puramente casuale è buona per l'esplorazione, ma non fa nessuno "sfruttamento", mentre un metodo puramente di scalata (sceglie sempre il cromosoma migliore per le nuove generazioni) è buono per lo sfruttamento, ma fa poca esplorazione. La combinazione di queste due tecniche può essere abbastanza efficace,.

### **5.9. Estensioni dell'algoritmo genetico**

Per gli Algoritmi Genetici non esiste una teoria completa e rigorosa che spieghi o suggerisca come scegliere i parametri più opportuni da ottenere, come implementare la funzione di fitness. etc. Esiste tuttavia un teorema di Holland che assicura la convergenza del GA verso una soluzione ottimale.

Nell'ambito di una stringa (cromosoma), possono esservi dei segmenti (geni) che contribuiscono maggiormente alla soluzione ottimale come. ad esempio, i blocchi (0 1 1) e (1 1 0) nei due schemi seguenti a 8 bit (il simbolo # indica un qualunque valore):

0 1 1 # # # #

# # # # 1 1 0

Le operazioni genetiche favoriscono generalmente, ma non sempre, il “montaggio” dei blocchi in schemi con fitness migliore come, ad esempio:

0 1 1 # 1 1 0

Il teorema di Holland dimostra appunto che, sotto certe condizioni, gli schemi con fitness migliori rispetto alla media tendono a crescere esponenzialmente nella popolazione.

Esiste però, talvolta, un sottile fenomeno di interazioni non lineari (epistaticità) tra i bit di una stringa per il quale non è detto che abbinando blocchi di per sé “buoni” si ottenga una stringa “migliore”. Non sempre, quindi, l’operazione genetica di cross-over produce buoni risultati e talvolta, da due cromosomi relativamente buoni se ne produce uno dalle prestazioni decisamente peggiori.

Ecco perché nel tempo sono state proposte tecniche che permettono di ottenere una maggiore convergenza dell’algoritmo verso la soluzione ottima.

Esaminiamo allora alcune di tali tecniche note come estensioni del GA. Tra queste abbiamo già mostrato il cross-over, esaminiamo ora invece più nel dettaglio lo steady-state GA.

Di solito i GA sono detti generazionali poiché ogni ciclo di riproduzione produce un’intera nuova generazione di figli che sostituisce quella dei genitori. Un’alternativa a questo approccio è appunto lo steady-state GA. In esso solo una porzione della popolazione corrente viene sostituita dai propri figli in modo da ottenere una sovrapposizione tra generazioni con elementi della “vecchia” che coesistono con quelli della nuova. Di conseguenza la percentuale di popolazione da sostituire diventa un parametro strategico: esso viene generalmente scelto dall’utente e può variare da un singolo individuo alla totalità della popolazione. E’ inoltre necessario che i figli siano sufficientemente diversi dai genitori per ottenere una buona convergenza. Si noti poi che, come regola grossolana, una iterazione del modello generazionale corrisponde a un numero di iterazioni dell’approccio steady-state pari a circa la metà della dimensione della popolazione, con conseguente aumento dei tempi computazionali.

Il GA generazionale e lo steady-state sono molto simili nel loro schema funzionale: la differenza tra i due consiste nel fatto che gli operatori selezione, crossover e mutazione nel secondo vengono applicati ad una popolazione, per così dire temporanea di figli i quali vengono poi reimmessi nella generazione corrente composta dai loro genitori e sostituiscono genitori con fitness non sufficiente.



Una versione modificata prevede che la vecchia e la nuova generazione temporanea coesistano in modo da creare una generazione “allargata”: gli individui vengono poi eliminati in maniera random fino a quando non si raggiunge il numero di elementi impostato da input per ogni generazione. Tutto ciò comporta una diminuzione dei tempi di convergenza e, in alcuni casi, l’ottenimento di soluzioni maggiormente vicine a quelle ottime.

Come visto in precedenza, un cromosoma è una sequenza di simboli e questi simboli sono cifre binarie, cosicché ciascun simbolo ha cardinalità pari a due.

Alfabeti con alte cardinalità sono stati usati in varie ricerche e alcuni ritengono che siano vantaggiosi. Molti asseriscono che la rappresentazione binaria fornisce il più grande numero di schemi e quindi il più alto grado di parallelismo implicito, mentre altri interpretano gli schemi diversamente e concludono che gli alfabeti con alte cardinalità contengono più schemi di quelli binari (tutto ciò è ancora argomento di discussioni).

Studi empirici sugli alfabeti con alte cardinalità hanno usato cromosomi dove ciascun simbolo rappresenta un intero. Infatti, poiché i parametri del problema sono spesso numerici, rappresentarli direttamente come numeri anziché come cifre binarie, è un vantaggio. Questa variante degli Algoritmi Genetici prende il nome di Algoritmo di Pareto. E’ così possibile definire facilmente degli operatori di cross-over e mutazione specifici, come descritti nel seguito.

Operatori di combinazione:

1. Media: prende la media aritmetica dei geni dei due genitori;
2. Media geometrica: prende la radice quadrata del prodotto dei due valori;
3. Extension: prende la differenza tra due valori e la aggiunge al più alto o la sottrae al più basso.

Operatori di mutazione:

1. Rimpiazzamento casuale: rimpiazza un valore con uno casuale;
2. Creep: aggiunge o sottrae un piccolo numero generato casualmente;
3. Geometric Creep: moltiplica per un valore prossimo a 1.

Per entrambi gli operatori creep il numero generato casualmente può avere diverse distribuzioni: uniforme dentro un dato range, esponenziale, gaussiana, binomiale, etc.

Un'ulteriore tecnica prende spunto dalla seguente osservazione fatta da alcuni naturalisti: nelle forme viventi superiori, i cromosomi contengono due insiemi di geni piuttosto che uno solo. Questo fenomeno è conosciuto come diploidia (mentre un cromosoma con un solo insieme è detto aploide).

Molti libri di genetica tendono a concentrarsi sui cromosomi diploidi, mentre virtualmente tutto il lavoro dei GA si concentra sugli aploidi (per semplicità).

I cromosomi diploidi danno benefici agli individui quando l'ambiente cambia dopo un certo tempo. Avere due geni significa poter mostrare due differenti soluzioni da tramandare ai figli: una di queste sarà dominante e sarà espressa nel fenotipo, mentre l'altra sarà recessiva. Se le condizioni cambiano, quella dominante può dar spazio all'altro gene che diventa dominante. Questo cambiamento può avvenire molto più rapidamente di quanto sia possibile ottenere mutando il gene con meccanismi evolutivi.

Il principale vantaggio della diploidia è che essa mostra una diversità maggiore degli alleli se comparata con l'aploidia (in genetica, per allele si intende ogni forma vitale di DNA codificante per lo stesso gene: in altre parole, l'allele è responsabile della particolare modalità con cui si manifesta il carattere ereditario controllato da quel gene. Ciascun individuo definito diploide, come gran parte dei viventi, possiede per ciascun carattere, ovvero per ciascun gene, due alleli, ossia due copie; ognuno dei due alleli è presente su uno stesso locus (posizione), su ciascuno dei due cromosomi che costituiscono, nella cellula, una coppia di omologhi. Se sui cromosomi omologhi è presente una duplice copia dello stesso allele, si dice che l'individuo è omozigote per quel carattere; se gli alleli sono differenti, l'individuo è detto eterozigote).

Un allele correntemente dannoso, ma potenzialmente utile, può essere mantenuto, però in una posizione recessiva. Tutto ciò implica velocità di convergenza sempre maggiori, soprattutto nei problemi di ottimizzazione multi-obiettivo.

Quelle appena descritte sono solo alcune fra le tecniche più utilizzate, ma molte altre ne sono state suggerite e il dibattito su quale sia la migliore è ancora aperto.

Con ogni probabilità non esiste un'estensione ottima in senso assoluto: occorrerà trovare la più adatta a seconda del tipo di problema da risolvere.

### ***5.10. Applicazioni varie dei GA***

Per illustrare la flessibilità degli Algoritmi Genetici, elenchiamo ora alcune applicazioni, delle quali certe sono state usate in pratica, altre rimangono argomenti di ricerca.

Ottimizzazione di funzioni numeriche: I GA si sono rivelati essere in grado di superare tecniche convenzionali di ottimizzazioni su funzioni complicate, discontinue e disturbate.

Image Processing: Con immagini mediche a raggi X o da satellite, c'è spesso bisogno di allineare due immagini della stessa area, prese in istanti diversi. Comparando un campione casuale di punti nelle due immagini, un GA può efficacemente trovare un insieme di equazioni per adattare una immagine dentro l'altra.

Un ulteriore inusuale problema di image processing è quello di creare immagini di sospetti criminali. Il GA rimpiazza il compito del tradizionale sistema photo-fit, ma usa un simile schema di codifica. Il GA genera un numero casuale di facce, e il testimone seleziona le due che sono più simili a quella del sospetto. Queste sono poi usate per generare altre facce nella generazione successiva. Il testimone agisce come la "funzione fitness" nel GA e controlla la convergenza verso l'immagine corretta.

Ottimizzazione Combinatoria: richiede soluzioni a problemi che riguardano disposizione di oggetti. Questo è molto diverso dalle funzioni di ottimizzazione, e diverse tecniche di codifica, ricombinazione, e funzione fitness sono richieste. Probabilmente il problema combinatorio più studiato è il Travelling Salesman Problem che richiede di trovare il percorso più breve per visitare un insieme di città (possono anche essere centinaia).

Bin packing: cioè determinare come disporre un numero di oggetti su uno spazio limitato; ha molte applicazioni nell'industria ed è stato largamente studiato.

Strettamente collegato è il job shop scheduling, o time-tabling dove il problema è allocare un insieme di risorse (macchine, uomini, stanze) per portare a termine un insieme di compiti, come la manifattura di un numero di componenti di macchine. Ci sono ovvi limiti, per esempio la stessa macchina non può essere usata per fare due compiti diversi nello stesso tempo. L'ottima allocazione è quella che permette di finire il lavoro nel minor tempo possibile, o nel minimo tempo di inattività per ogni risorsa.

Progettare lavori: può essere un mix di ottimizzazione combinatoria e ottimizzazione di funzioni. Un GA può spesso provare cose che un progettista umano

non avrebbe mai pensato (non hanno paura di sperimentare) e sulle quali non hanno preconcetti.

Il progetto dei GA può essere ibridizzato con tecniche più tradizionali di ottimizzazione o con sistemi esperti per produrre un range di progetti che un ingegnere umano può poi valutare.

Machine Learning: Ci sono molte applicazioni dei GA per sistemi di apprendimento, il modello usuale è quello del sistema classificatore.

Un uso maggiore delle tecniche dei machine learning è stato fatto nel campo del controllo. In un grande sistema complesso, come una centrale chimica, ci sono molti parametri di controllo da essere aggiustati perchè il sistema continui a produrre in maniera ottimale. Generalmente, si usa l'approccio del sistema classificatore, in modo da elaborare le regole per controllare il sistema.

### ***5.11. Confronto con le altre tecniche***

Molte tecniche di approccio generale sono state inventate per problemi di ricerca e ottimizzazione, che, come i GA, assumono che il problema sia definito da una funzione di fitness da massimizzare o minimizzare.

Ci sono ottime tecniche di ottimizzazione, alcune delle quali sono applicabili solo a domini limitati, come ad esempio la programmazione dinamica, che è applicabile solo dove la funzione fitness è la somma delle funzioni fitness calcolate ad ogni fase del problema e non c'è interazione tra le varie fasi. Descriviamo ora alcune di queste tecniche.

#### **Ricerca Casuale**

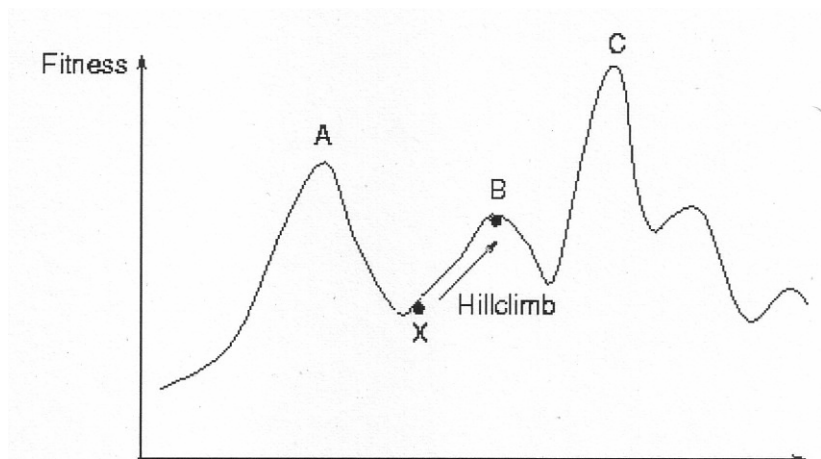
L'approccio con la forza bruta per funzioni complicate è una ricerca casuale o enumerata. I punti nello spazio di ricerca sono scelti a caso o in qualche maniera sistematica, e il loro valore calcolato. E' un metodo poco intelligente e di solito viene evitato.

#### **Metodo del gradiente**

Sono stati inventati diversi metodi che funzionano bene per l'ottimizzazione di funzioni continue che si basano sull'uso delle informazioni sul gradiente della funzione

per guidare la direzione della ricerca. Se però la derivata della funzione non può essere calcolata, per esempio perchè la funzione è discontinua, spesso falliscono.

Questi metodi sono generalmente detti hillclimb (scalata). Funzionano bene con funzioni che hanno un solo picco (unimodali), ma per funzioni con molti picchi (multimodali), hanno il problema che viene scalato il primo picco, ma esso può non essere il picco più alto. Un esempio è mostrato nella figura seguente dove partendo da un punto iniziale X scelto a caso, con movimenti verso l'alto (uphill) viene localizzato il picco B, ma A e C non vengono trovati.



**Figura 5-13**      **The hillclimbing problem**

#### Ricerca Iterata

I metodi della ricerca casuale e quello del gradiente possono essere combinati per avere una scalata iterata. Una volta che un picco è stato trovato, la scalata inizia nuovamente da un altro punto scelto a caso.

La tecnica ha il vantaggio della semplicità e dà buoni risultati con funzioni che non abbiano molti massimi locali. Comunque, poiché ogni prova è fatta isolatamente, non si ottiene una figura complessiva della forma del dominio. Mentre la ricerca casuale progredisce, si continuano ad allocare lo stesso numero di prove sia in regioni dove sono stati trovati alti valori di fitness, sia in regioni con basso fitness.

Un GA, invece, inizia con una popolazione iniziale casuale, e assegna via via maggiori tentativi alle regioni con più alto fitness. Questo è uno svantaggio se il massimo si trova in una piccola regione circondata su tutti i lati da regioni con basso fitness, ma questo tipo di funzione è difficile da ottimizzare con qualsiasi metodo, e in questo caso vince il metodo della ricerca iterata per la sua semplicità.

### Simulated Annealing (temperatura simulata)

Questa tecnica è stata inventata da Kirkpatrick nel 1982 ed è sostanzialmente una versione modificata dell' hillclimbing.

Iniziando da un punto scelto a caso nel dominio, viene fatto un movimento casuale: se il movimento porta a un punto più alto allora è accettato, se ci porta a un valore più basso è accettato con probabilità  $p(t)$ , dove  $t$  è il tempo. All'inizio  $p(t)$  è vicino al valore 1, ma gradualmente tende a zero.

Inizialmente ogni movimento viene accettato, ma la temperatura si riduce e la probabilità di accettare un movimento negativo diminuisce.

A volte movimenti negativi sono necessari per evitare massimi locali, ma se sono troppi possono allontanarci dal massimo. Comunque come la tecnica della ricerca casuale, lavora con solo una soluzione candidata per volta e perciò non costruisce una figura complessiva dello spazio di ricerca e non vengono salvate le informazioni dai precedenti movimenti per guidarci verso la soluzione.

## ***6. Meccanismi di trasporto di contaminanti in una corrente idrica***

Qualunque sia la fonte del contaminante, qualunque siano le sue caratteristiche e qualsiasi sia la sua modalità di sversamento nel corso d'acqua ricettore, una volta immesso il contaminante diventa parte integrante della corrente idrica.

L'obiettivo diventa, quindi, quello di determinare i meccanismi di trasporto, di diffusione, di decadimento e di interazione con sostanze contaminanti e non, del contaminante all'interno della corrente.

Una qualsiasi sostanza può trovarsi mescolata all'acqua in due modi diversi: in sospensione e in soluzione.

Nel primo caso è sempre possibile separare tale sostanza dalla matrice acquosa con l'ausilio di filtri o altri sistemi fisici; nel caso di sostanza disciolta in soluzione ciò non è possibile, in quanto acqua e soluto costituiscono un unico mezzo continuo.

Una sostanza in soluzione è destinata a permanere indefinitamente all'interno della corrente idrica, qualora non intervengano reazioni con altri costituenti presenti nel corso d'acqua, che ne causano, ad esempio, la precipitazione.

In generale, un modello dinamico di un sistema ecologico aperto, nel quale il ricambio di materia sia continuo, consiste in un bilancio fra ingressi, uscite e trasformazioni all'interno del sistema:

$$\text{Accumulo} = \text{Ingresso} - \text{Uscita} + \text{Generazione} - \text{Consumo}$$

Nel caso di trasporto in soluzione di contaminanti conservativi, ovvero non interessati da alcun tipo di trasformazione acqua e soluto si comportano come un unico mezzo continuo.

Si può dunque affermare che, alla particella di soluto che si trova in un dato punto P all'istante t, è associata la medesima velocità che una particella idrica avrebbe in quel punto e in quell'istante.

Oltre alla portata liquida, dunque, alla corrente idrica è associata anche una portata di costituente; tale meccanismo di trasporto è noto come trasporto convettivo.

Il flusso di massa, che transita attraverso una certa superficie, coincidente con una delle sezioni trasversali del corso d'acqua, in un determinato intervallo di tempo dt,

è dato dall'integrale sulla superficie dei prodotti dei valori puntuali della concentrazione e della velocità.

Ipotizzando, per un attimo, l'acqua in quiete, si osserva che una qualsiasi sostanza solubile immessa nella massa idrica tende a diffondersi all'interno della stessa, spostandosi dai punti a concentrazione maggiore a quelli a concentrazione minore, finché ogni punto non sarà caratterizzato dal medesimo valore di concentrazione.

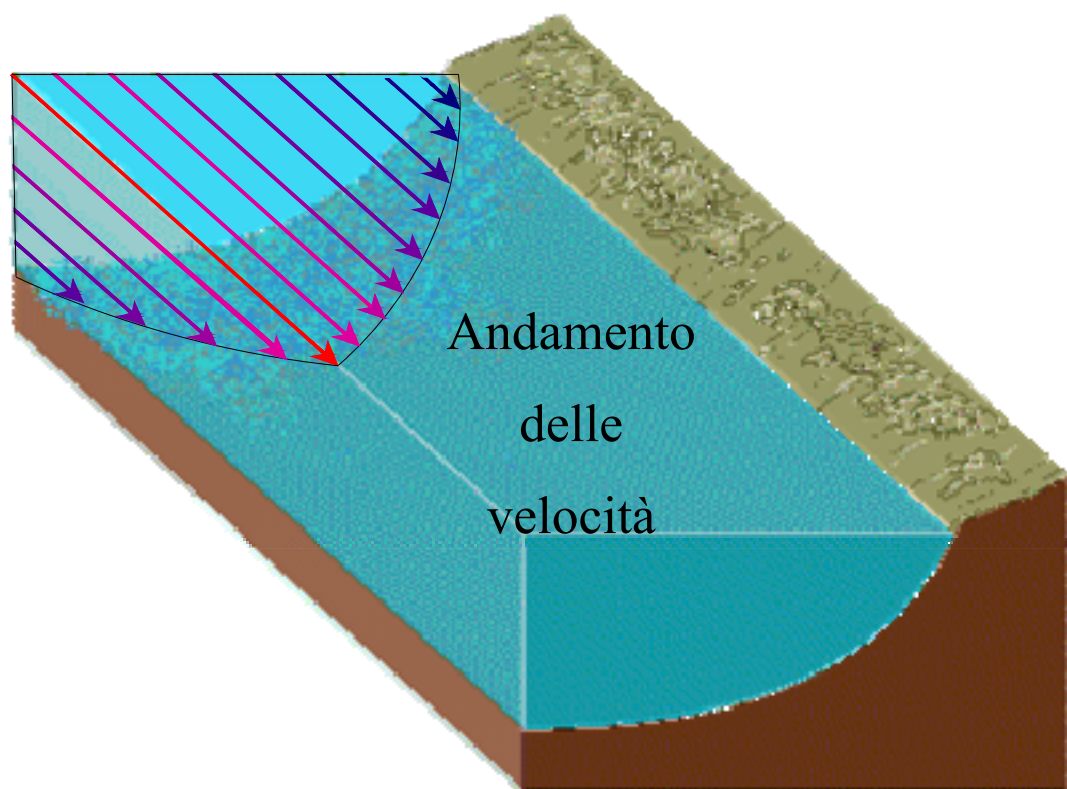
Questo fenomeno, definito diffusione, è dipendente dall'agitazione termica e, qualora l'acqua sia in moto, non uniforme, è esaltato dall'agitazione turbolenta.

Gli effetti della diffusione longitudinale, ovvero quella nel senso della corrente, sono di norma trascurati nei corsi d'acqua naturali, poiché risultano quasi irrilevanti rispetto a quelli degli altri meccanismi di trasporto, prima fra tutti la convezione; al contrario, è spesso portata in conto la diffusione trasversale.

Fenomeno notevolmente più rilevante nel caso del trasporto di soluto nelle correnti idriche è la dispersione longitudinale.

Qualunque sia il regime di moto all'interno di un canale, una tubazione, o un corso d'acqua naturale, il profilo di velocità nella sezione trasversale non sarà mai uniforme, ma di norma avrà un andamento caratterizzato da velocità che aumentano man mano che ci si allontana dalle pareti.





**Figura 6-1 Dispersione Longitudinale**

Il fatto che masse idriche si spostino a velocità differenti implica che, partendo da una data sezione in cui il soluto è uniformemente distribuito, le masse idriche più lontane dalle pareti trasporteranno il soluto, nel verso della corrente, più velocemente delle masse idriche vicine al contorno.

Questo fenomeno è detto dispersione longitudinale: è a seguito di tali effetti dispersivi che entra in gioco la diffusione trasversale. Infatti, dividendo il corso d'acqua in tanti tronchetti, le masse idriche più veloci di un dato tronco, raggiungono quelle più lente del tronco successivo, caratterizzate da un diverso valore della concentrazione; analogamente, le masse più lente sono raggiunte dalle masse più veloci del tronco precedente. A questo punto i gradienti di concentrazione creatisi nelle sezioni trasversali innescano la diffusione trasversale, che conduce, gradualmente, ad una tendenza della concentrazione ad uniformarsi nella sezione trasversale.

## **7. MODELLAZIONE NUMERICA DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI IN RETI DI CANALI A PELO LIBERO**

L'impiego di un modello numerico per lo studio della diffusione di inquinanti in un asta fluviale si propone per la verifica dell'impatto dello sversamento di inquinanti da sorgenti di tipo diffuso o concentrato localizzate sul reticolo idrografico sulla qualità delle acque del fiume.

Noto il regime di portate nel fiume l'ipotesi assunta nel caso di modello monodimensionale è che gli inquinanti immessi vengano rapidamente miscelati e quindi che la concentrazione degli elementi considerati possa essere considerata omogenea sull'intera sezione. Il reticolo idrografico viene suddiviso in elementi e ogni elemento computazionale è considerato completamente miscelato. Il corso d'acqua risulta essere schematizzato come una serie di reattori completamente miscelati collegati in modo sequenziale.

L'analisi della qualità di un tratto di fiume verte principalmente sulla concentrazione di ossigeno disciolto che rappresenta il parametro più importante per la vita del corso d'acqua.

Insieme all'ossigeno disciolto vanno considerati gli elementi che possono modificarne la concentrazione ed altri che pur non influenzando direttamente le concentrazioni di tale elemento però contribuiscono allo sviluppo o alla diminuzione di altri che influenzano tali concentrazioni.

Un ramo di un corso d'acqua può essere suddiviso in un certo numero di sottorami o elementi computazionali.. Per ciascuno di questi elementi computazionali, il bilancio di materia per qualsiasi costituente  $C$  può essere scritto per l'elemento. La massa di inquinante può essere aggiunta o tolta attraverso sorgenti o prelievi e per trasformazioni interne sia di tipo biologico che chimico.

Ogni elemento computazionale è considerato completamente miscelato. Così il corso d'acqua può essere schematizzato come una serie di reattori completamente miscelati collegati in modo sequenziale.

L'equazione impiegata per lo studio della dispersione e trasporto è l'equazione di bilancio della massa di inquinante. Questa equazione include gli effetti del trasporto convettivo della dispersione turbolenta, delle reazioni tra costituenti, della presenza di

pozzi e sorgenti. Per ogni costituente  $C$ , questa equazione può essere scritta in forma monodimensionale come :

$$\frac{\partial(AC_j)}{\partial t} + \frac{\partial(AVC_j)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + A \left\{ \sum_{k=1}^{N_c} [-K_{j,k}(C_j - C_{e_{j,k}})] + S_j \right\} \quad 7-1$$

dove il significato degli ulteriori simboli introdotti è il seguente:  
 $C_j = C_j(x,t)$  = valore mediato, nella sezione trasversale, della concentrazione della  $j$ -esima sostanza disciolta ( $j = 1, 2, \dots, N_c$ );  $D$  = coefficiente di dispersione longitudinale;  
 $S_j = S_j(x,t)$  = generico termine pozzo-sorgente;  $K_{j,k} = K_{j,k}(x,t)$  = coefficiente di interazione tra le sostanze disciolte contraddistinte dai pedici  $j$  e  $k$ , e/o (nel caso  $j=k$ ) tasso di decadimento della sostanza  $j$ -esima;  $C_{e_{j,k}}$  = concentrazione di equilibrio del costituente  $j$  in presenza del costituente  $k$ . In condizioni di moto permanente, l'equazione (7) diviene:

$$\frac{\partial C_j}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial(AVC_j)}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + \left\{ \sum_{k=1}^{N_c} [-K_{j,k}(C_j - C_{e_{j,k}})] + S_j \right\} \quad 7-2$$

Considerando un sistema di riferimento mobile, con velocità pari, in ogni punto ed in ogni istante, a quella media della corrente, e considerando solo costituenti conservativi, l'equazione diventa:

$$\frac{\partial C_j}{\partial t} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + S_j \quad 7-3$$

Si ha un'equazione del tipo della 7.3 per ogni costituente, ottenendo così un sistema di equazioni.

Le concentrazioni di ossigeno disciolto nei corsi d'acqua sono controllate dalla riaerazione atmosferica, dai processi fotosintetici, dalla degradazione del fitoplancton e dello zooplancton, dalle concentrazioni di BOD, dai processi di nitrificazione, e dalla temperatura.

Il più accurato bilancio di ossigeno dovrebbe considerare tutti i fattori come la produzione di alghe, con la dipendenza dalle concentrazioni di nutrienti, l'effetto dato dalla riaerazione atmosferica ed altre reazioni con altri costituenti.

La figura che segue riporta uno schema semplificato di tali interazioni, considerando:

- DO
- BOD
- NH4+

Carmela Mucherino

- NO<sub>2</sub>-
- NO<sub>3</sub>-
- N<sub>2</sub>
- P<sub>org</sub>
- P<sub>disc</sub>
- alghe

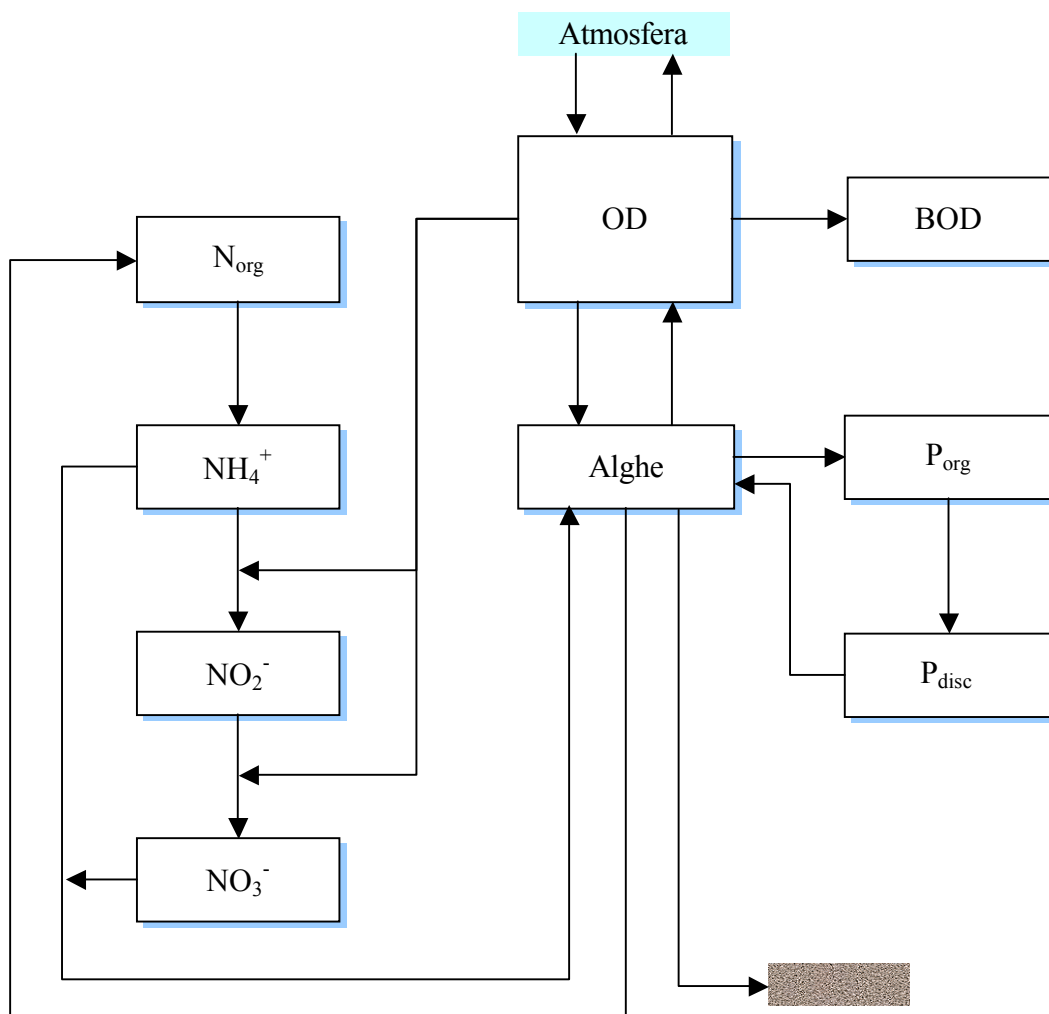


Figura 7-1 Interazione del DO con gli altri costituenti

Il bilancio di ossigeno in un corso d'acqua dipende dalla capacità del corso d'acqua di riaerarsi. Questa capacità è una funzione della turbolenza del flusso nonché delle sorgenti e perdite interne di ossigeno. Le maggiori sorgenti di ossigeno, oltre alla riaerazione atmosferica, sono l'ossigeno prodotto dalla fotosintesi e l'ossigeno contenuto nelle portate entranti. Le perdite di ossigeno disciolto includono l'ossidazione biochimica di materia organica carboniosa e azotata, la domanda dei sedimenti e l'ossigeno usato dalla respirazione delle alghe.

Quindi la concentrazione del DO (ossigeno disciolto) verrebbe a dipendere da tutti i fattori indicati in figura e quindi da una relazione:

$$\frac{\partial AO}{\partial t} = K_R (O_{sat} - O)A + (\alpha_1 \mu - \alpha_2 R^*)A^2 - K_D BA - K_{sed} A - \alpha_{NH_3} \beta_{NH_3} NH_3 A - \alpha_{NO_2} \beta_{NO_2} NO_2^- A \quad 7-4$$

dove  $O$  è la concentrazione di ossigeno disciolto,  $O_{sat}$  è la concentrazione di saturazione dell'ossigeno disciolto a temperatura e pressione locale,  $\alpha_1$  è il tasso di produzione di ossigeno per unità di fotosintesi algale,  $\alpha_2$  è il tasso di sottrazione di ossigeno per la degradazione delle alghe morte,  $\alpha_{NH_3}$  è il tasso di sottrazione di ossigeno per unità di azoto ammoniacale ossidato,  $\alpha_{NO_2}$  è il tasso di sottrazione di ossigeno per unità di nitrito ossidato,  $\mu$  è il tasso di crescita algale,  $R^*$  è il tasso di respirazione algale,  $A$  è la concentrazione di biomassa algale,  $BOD$  è la concentrazione del  $BOD_5$ ,  $d$  è la profondità media del corso d'acqua,  $K_D$  è il tasso di deossigenazione a causa della degradazione del  $BOD_5$ ,  $K_R$  è il tasso di riaerazione,  $\square$  è la domanda di ossigeno dei sedimenti,  $\beta_{NH_3}$  è il tasso di ossidazione dell'ammoniaca,  $\beta_{NO_2}$  è il tasso di ossidazione del nitrato,  $\square$  è la concentrazione dell'azoto ammoniacale,  $NO_2^-$  è la concentrazione dei nitrati.

Nell'applicazione finale, verranno considerati solo, quali elementi fondamentali della variazione dell'ossigeno disciolto, la sua dipendenza dal  $BOD$  (come deossigenazione a causa della degradazione del  $BOD_5$ ) e il tasso di riaerazione.

Più precisamente verranno prese in considerazione le seguenti dinamiche:

$$\frac{\partial (AB)}{\partial t} = \frac{\partial \left( AD \frac{\partial B}{\partial x} \right)}{\partial x} - \frac{\partial (AUB)}{\partial x} - K_B BA + \frac{S_B}{\Delta x} + L_B A \quad 7-5$$

$$\frac{\partial (AO)}{\partial t} = \frac{\partial \left( AD \frac{\partial O}{\partial x} \right)}{\partial x} - \frac{\partial (AUO)}{\partial x} - K_D BA + K_R (O^{SAT} - O)A + \frac{S_O}{\Delta x} + R_D A \quad 7-6$$

Dove  $A$  = area della sezione idrica ( $m^2$ );  $U$  = velocità media nella sezione trasversale ( $m/s$ );  $x$  = distanza lungo il corso d'acqua ( $m$ );  $t$  = tempo ( $s$ );  $S_{B/O}$  = termine sorgente puntuale, che rappresenta il flusso di  $BOD/DO$  entrante o uscente nel  $\Delta x$  di calcolo ( $mg/s$ );  $B$  = concentrazione del Biochemical Oxygen Demand ( $BOD$ ) ( $mg/l$ );  $O$  = concentrazione dell'ossigeno disciolto ( $DO$ ) ( $mg/l$ );  $O^{SAT}$  = concentrazione a saturazione del  $DO$  ( $mg/l$ );  $D$  = coefficiente di dispersione per il trasporto del  $BOD$  e  $DO$  ( $m^2/s$ );  $K_B$  = tasso di decadimento del  $BOD$  ( $1/giorno$ );  $K_D$  tasso di deossigenazione

del BOD (1/giorno);  $L_B$  = termine sorgente distribuito, che rappresenta il flusso di BOD entrante o uscente distribuito (mg/L/s);  $K_R$  = tasso di reazione (1/giorno); e  $R_D$  = termine sorgente distribuito relativo al DO (mg/L/s).

## **8. Gli effetti dispersivi**

### **8.1. La dispersione trasversale**

Il miscelamento trasversale in corsi d'acqua naturali è un problema molto significativo in problemi di gestione della qualità delle acque, per capire, in prossimità di uno scarico, qual è l'impatto sull'ecosistema (Chapra, 1997).

Per quei corsi d'acqua caratterizzati da un rapporto larghezza in superficie su altezza idrica abbastanza alto, un costituente immesso nella corrente si mescola verticalmente molto rapidamente e il problema del “vertical mixing” è rilevante solo in prossimità dello scarico. In tal caso, si è visto, infatti, che già ad una distanza di 50-75 volte l'altezza idrica dalla sorgente di contaminante, un contaminante conservativo risulta perfettamente mescolato verticalmente (Rutherford, 1994). Inoltre, è da osservare che diverse sono state le analisi effettuate sul problema del “vertical mixing”, il quale si basa sul modello di Prandtl fornendo una predizione del coefficiente di diffusione verticale ben aderente ai risultati sperimentali (Nokes, 1986; Rutherford, 1994).

Nella parte centrale della corrente, i gradienti di concentrazione verticale sono trascurabili mentre sono rilevanti e vanno quantificate le variazioni di concentrazione trasversali e longitudinali. In letteratura, la maggior parte degli studi effettuati sono volti alla stima del coefficiente di dispersione longitudinale mentre pochi sono stati gli studi sul coefficiente di dispersione trasversale. In alcune situazioni, nelle quali le condizioni idrauliche possono essere considerate stazionarie, i gradienti di concentrazione variano molto lentamente nel tempo e la dispersione trasversale diventa molto importante. In tal caso, diventa fondamentale una modellazione e predizione accurata del “transverse mixing” (Boxall and Guymer, 2003).

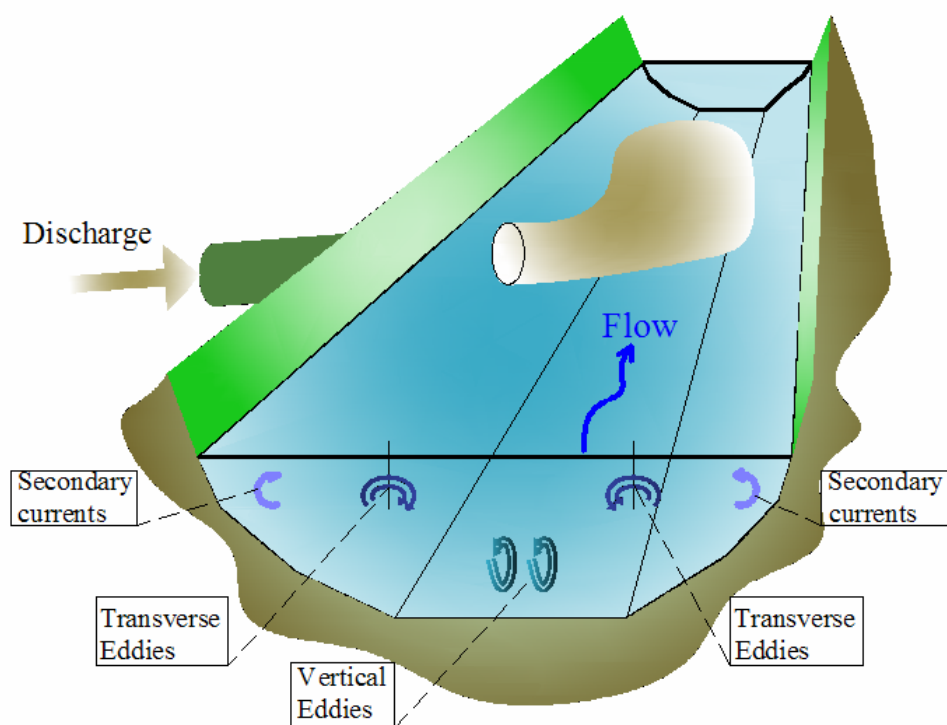
Inoltre, è ben noto che il coefficiente di dispersione trasversale è importante nel determinare anche il coefficiente di dispersione longitudinale perché esso condiziona lo scambio di soluto tra regioni a differente velocità longitudinale. In particolare, il coefficiente di dispersione trasversale e quello longitudinale sono inversamente proporzionali. Un effetto di “transverse mixing” molto spinto annulla l'effetto della dispersione longitudinale, e le particelle di contaminante migrano da una parte all'altra del profilo di velocità così velocemente che di fatto si muovono tutte alla stessa velocità



della corrente, causando un effetto di miscelamento longitudinale molto debole. D'altro canto, un miscelamento trasversale molto lento comporta una nuvola di contaminante molto distorta con un effetto di dispersione longitudinale molto spinto (Cushman-Roisin, 2007).

Si è visto che il coefficiente di dispersione trasversale dipende da:

- ✚ Turbolenza generata dalle pareti al contorno, le quali creano dei vortici di diversa intensità e dimensioni, gli uni dentro gli altri (Pope, 2000). In un corso d'acqua il mescolamento trasversale è dato da quei vortici che si formano nella sezione trasversale e che ruotano orizzontalmente attorno ad un asse verticale;
- ✚ Le variazioni verticali di velocità, che sono significative ai bordi;
- ✚ Le correnti secondarie, che fanno muovere il contaminante in direzioni opposte a differenti profondità, aumentando l'effetto di mescolamento (Rutherford, 1994);



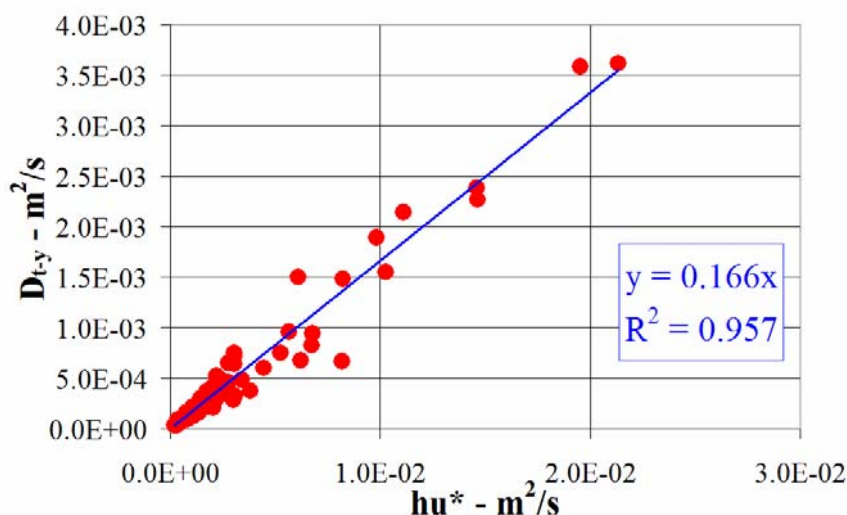
**Figura 8-1** Le cause del mescolamento trasversale

Gli effetti di questi processi sono usualmente accorpati in un unico coefficiente di dispersione trasversale, in quanto risulta difficile scorporare le diverse componenti

che creano l'effetto di mescolamento trasversale. Tuttavia, c'è da sottolineare che in canali di laboratorio di sezione rettangolare la dispersione trasversale non è significativa, mentre prevale l'effetto della diffusione turbolenta.

In luce del fatto che non esiste ancora una teoria consolidata per la stima di tale coefficiente, nell'ambito di questa tesi, sono stati analizzati 217 dati sperimentali presenti in letteratura relativi al coefficiente di diffusione turbolenta trasversale  $D_{t-y}$  e relativi a sperimentazioni effettuate su canali rettangolari e prismatici.

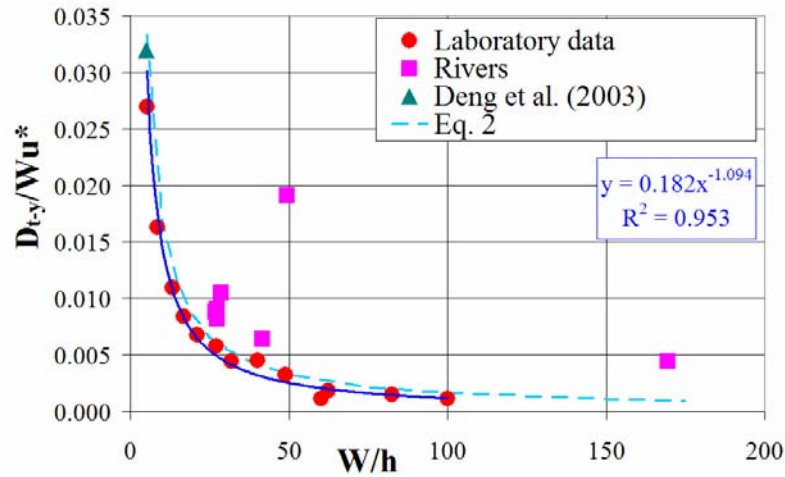
Poichè spesso il coefficiente  $D_{t-y}$  viene rapportato graficamente al prodotto dell'altezza idrica per la velocità di attrito, nella figura successiva si riportano i valori del coefficiente in funzione di  $hu^*$



**Figura 8-2**  $D_{t-y}$  vs  $hu^*$

Tale grafico conferma i precedenti risultati di letteratura.

Tuttavia, al fine di esplicitare il ruolo delle correnti secondarie che dipendono principalmente dal rapporto di  $W/h$ , dove  $W$  è la profondità del canale, nel grafico successivo il coefficiente  $D_{t-y}$  viene riportato in funzione di  $W/h$ . Tuttavia, c'è un dibattito su come scalare  $D_{t-y}$  al fine di effettuare tale confronto. Graficamente si è visto che riportando  $D_{t-y}/hu^*$  in funzione di  $W/h$  non si rileva alcuna dipendenza, mentre usando  $W$ , il coefficiente adimensionale  $D_{t-y}/Wu^*$  varia in maniera inversamente proporzionale a  $W/h$ .



**Figura 8-3**  $D_{t-y}/Wu^*$  vs  $W/h$

Tale grafico conferma il ruolo delle correnti secondarie sul coefficiente di mescolamento trasversale anche per canali rettangolari.

C'è da sottolineare che nella figura precedente i dati disponibili di  $D_{t-y}/Wu^*$  sono stati divisi in 13 gruppi dipendenti da  $W/h$  e i valori medi di  $D_{t-y}/Wu^*$  e  $W/h$  sono stati pesati in funzione del numero di dati presenti in ogni gruppo. Inoltre, sono stati aggiunti un numero di dati relativi a corsi d'acqua naturali senza meandri per confermare il trend osservato.

Infine è stato dimostrato che la controversia relativa a come scalare il coefficiente  $D_{t-y}$  al fine di renderlo adimensionale è solo apparente.

Infatti, dalla prima figura possiamo scrivere:

$$\frac{D_{t-y}}{hu^*} = 0.166 \quad 8-1$$

Dividendo ambo i membri per  $W/h$  si ottiene:

$$\frac{D_{t-y}}{Wu^*} = \frac{0.166}{W/h} \quad 8-2$$

Il quale è proprio l'andamento riportato nella seconda figura, mostrando come scalare il coefficiente  $D_{t-y}$  con  $hu^*$  o con  $Wh^*$  è del tutto equivalente.

## 8.2. *La dispersione longitudinale*

La dispersione longitudinale nasce a causa del fatto che le velocità di attrito verticale e trasversale spingono il contaminante a valle più lentamente in corrispondenza del fondo e delle pareti del canale rispetto al centro della corrente. Fisher (1967) mostrò che nelle correnti a pelo libero quella che maggiormente contribuiva all'effetto della dispersione longitudinale è la velocità di attrito verticale. Mentre la diffusione turbolenta contrasta gli effetti della velocità di attrito.

Taylor (1953, 1954) mostrò che ad una certa distanza a valle dalla sorgente di contaminante, in condizioni di immissioni del contaminante stazionarie, si stabilisce un equilibrio tra gli effetti della diffusione turbolenta e gli effetti della velocità di attrito.

Inoltre, l'ampiezza della nuvola di contaminante aumenta linearmente con il tempo. Alcune analisi di Taylor mostrano che ad una certa distanza dalla sorgente di contaminante (in una zona detta di equilibrio) la dispersione longitudinale può essere modellata con la legge di Fick.

In corrispondenza della sorgente di contaminante si può osservare che la nuvola di contaminante è molto asimmetrica (nella zona detta "advective zone"). Il modello di Fick predice che nella zona di equilibrio l'asimmetria diminuisce lentamente fino ad assumere approssimativamente un profilo di una Gaussiana (tipicamente dopo 10 volte la lunghezza della zona advettiva).

La dispersione longitudinale è stata molto studiata ed iversi sono i dati disponibili. Si è visto che il suo valore adimensionalizzato con la larghezza del canale e la velocità di attrito, ricade, la maggior parte delle volte in questo range:

$$2 < \frac{K_x}{bU^*} < 50 \quad \mathbf{8-3}$$

Dove  $K_x$  = coefficiente di dispersione longitudinale ; b= la larghezza del canale; e  $U^*$  = la velocità di attrito media.

La presenza dei meandri possono ridurre notevolmente il coefficiente di dispersione longitudinale a causa dell'aumento del tasso di mescolamento trasversale.

### 8.3. *Bibliografia*

Ayyoubzadeh, S. A., Faramarz, M., Mohammadi, K., (2004). Estimating longitudinal dispersion coefficient in rivers, Proceedings of the 6th International Conference on Hydroinformatics 2004, Singapore, June 21-24 2004

Boxall, J.B., Guymer I., 2003. Analysis and prediction of transverse mixing Coefficients in Natural Channels, Journal of Hydraulic Engineering, vol. 129, No.2, 129-139.

Chapra, S.C. (1997). Surface water quality modeling, McGraw-Hill, New-York, 1997

Chau, K.W. , 2000. Transverse mixing coefficient measurements in an open rectangular channel, Advances in Environmental Research 4, 287-294.

Cushman-Roisin, B. (2007). Environmental fate and transport, Lecture Notes, Thayer School of Engineering, Dartmouth College.

Deng, Z.Q., Singh, V.P., Bengtsson, L., 2001. Longitudinal dispersion coefficient in straight rivers, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol.127, No.11, 919-927.

Gualtieri, C., Mucherino, C. (2007) "Analysis of transverse turbulent diffusivity data in straight rectangular channels" Proceedings of the Seventh Annual Meeting of the European Meteorological Society, Eighth European Conference on Applications of Meteorology, San Lorenzo de El Escorial (Spain), 1-5 October, 2007 (ISSN 1812-7053).

Gualtieri, C., Mucherino, C. (2007) "Comment on "Development of an empirical equation for the transverse dispersion coefficient in natural streams" by Tae Myoung Jeon, Kyong Oh Baek and Il Won Seo" accettato per la stampa su Environmental Fluid Mechanics.

Gualtieri, C., Mucherino, C., (2007) "Transverse turbulent diffusion in straight rectangular channels". In stampa negli atti del convegno "The fifth International Symposium on Environmental Hydraulics, ISEH" ASU Arizona State University 4-7 Dicembre 2007.

Gualtieri, C. (2006). Appunti di Idraulica Ambientale (in italian), CUEN Editore, 2006, pp.410 (ISBN 88-7146-717-5)

Gualtieri, C., Ciaravino, G., Pulci Doria, G., 2006. Analysis of longitudinal dispersion equations in streams and rivers, Proceedings of the 7th International

Conference on HydroScience & Engineering (ICHE 2006), Philadelphia (USA), September 10-13, 2006.

Jeon, T.M., 2005. Predicting transverse dispersion coefficient in natural streams, XXXI IAHR Congress September 11-16, Seoul, Korea, 6532-6541.

Lau, Y.L., Krishnappan, B.G., 1977. Transverse dispersion in rectangular channel. Journal of the Hydraulics Division ASCE 103, HY10, 1173-1189.

Nezu I. and Nakagawa H. (1993). Turbulence in open-channel flows. IAHR Monograph Series, Balkema, Rotterdam, The Netherlands

Nokes, R.I., 1986. Problems in turbulent dispersion, PhD Thesis, University of Canterbury, Christchurch.

Nokes, R.I., Wood I.R., 1988. Vertical and lateral turbulent dispersion: some experimental results, J.Fluid Mech., vol. 187, 373-394.

Rutherford, J.C., 1994. River Mixing, John Wiley & Sons, Chichester, ISBN 0-471-94282-0, 1-347.

Webel, G., Schatzmann, 1984. Transverse mixing in open channel flow, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 110, No 4, 423-435.

Wren, D. G., Bennett , S. J., Barkdoll, B. D., Kuhnle, R. A. 2000. The calculation of transverse eddy diffusivity using turbulence data, Water Resources 2000 104, 279.

## **9. UN MODELLO AI VOLUMI FINITI PER LA SIMULAZIONE DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI NELLE RETI A PELO LIBERO BASATO SULLA TECNICA EULERIANA**

Nella prima fase della ricerca è stato sviluppato un modello numerico ai volumi finiti basato sulla tecnica euleriana per la simulazione dei fenomeni di convezione e dispersione di costituenti all'interno di reti di canali a pelo libero, anche in presenza di discontinuità del campo di moto (quali derivanti dalla presenza di risalti) e del campo delle concentrazioni (quali si possono verificare in corrispondenza di elevati gradienti nella distribuzione del soluto, o di input puntuali). Vengono mostrati i risultati di alcuni test numerici, intesi a dimostrare la capacità del modello di approssimare la soluzione dell'equazione della convezione-dispersione in alcune situazioni per le quali è nota la soluzione analitica, e di fornire risultati fisicamente congruenti in condizioni per le quali la soluzione analitica non è, invece, nota, mostrando tuttavia che, come è ben noto (Bella e Dobbins, 1968; Prych, 1969; Bella e Grenney, 1970), avendo adottato un approccio euleriano, la discretizzazione numerica delle equazioni differenziali che governano il trasporto e la diffusione dei contaminanti (e, più in particolare, del termine convettivo), pone numerosi problemi dal punto di vista computazionale, in quanto introduce una dispersione numerica in grado di modificare, a volte anche sostanzialmente, i risultati delle elaborazioni.

In questo senso, particolarmente accurati sono i modelli lagrangiani (Schoellhamer, 1988, Del Giudice, Pianese, 1992, Mucherino et al. 2006, 2007) che verranno poi descritti in seguito, in quanto riducono al minimo, in condizioni stazionarie, gli effetti della diffusione numerica (Koussis et al., 1983) e possono propagare fronti ripidi, senza formazione di oscillazioni spurie. Tuttavia, l'estensione di questi modelli al caso di moto vario introduce un certo grado di diffusione numerica, nonché numerose difficoltà computazionali, legate alla necessità di modificare, al variare delle condizioni idrauliche, la griglia di calcolo.

Di recente, la ricerca nel campo della soluzione numerica delle Shallow-water Equations e del trasporto di costituenti nei corpi idrici superficiali si è sempre più

spesso orientata verso l'adozione del Metodo ai Volumi Finiti (Sanders et al., 2001), il quale gode di buone proprietà di conservazione, e che può trattare con relativa semplicità anche il caso di discontinuità nel campo di moto e nel campo delle concentrazioni di soluto. Tanto premesso, nella prima fase di ricerca è stato sviluppato un modello ai volumi finiti in grado di simulare fenomeni di propagazione di un contaminante conservativo, anche in condizioni di moto vario, in reti di canali a pelo libero aventi forma del tutto generica, sebbene basata sul semplice schema di albero trivalente (vale a dire, da confluenze a "Y"). I tratti della rete sono considerati, per semplicità, prismatici, a sezione rettangolare e, tuttavia, collegati da nodi di forma e topografia qualsiasi. Al fine di promuovere accuratezza e conservatività del metodo, il modello di propagazione di contaminante è stato accoppiato a un opportuno modello ai volumi finiti di propagazione dei fenomeni di piena in reti a pelo libero (Cozzolino et al., 2005).

### **9.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO**

Di seguito, vengono descritte le caratteristiche di un modello numerico ai volumi finiti in grado di approssimare la soluzione del sistema di Equazioni di bilancio della massa di soluto nelle reti di canali a pelo libero: l'accoppiamento delle soluzioni numeriche nei diversi canali della rete viene eseguito tramite l'uso di un modello bi-dimensionale applicato in ognuno dei nodi.

### **9.2. SOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI BILANCIO RELATIVE AI CANALI**

Si considerino le Equazioni di bilancio di massa e quantità di moto dell'acqua, e di bilancio della massa di soluto, applicandole al caso di canale prismatico rettangolare, di larghezza B, privo di immissioni laterali:

$$B \frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + B \frac{\partial \vec{F}_c}{\partial x} + B \frac{\partial \vec{F}_d}{\partial x} = B \vec{S} \quad 9-1$$

avendo fatto le seguenti posizioni

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hU \\ hC \end{pmatrix}; \vec{F}_c = \begin{pmatrix} hU \\ \frac{1}{2}gh^2 + hU^2 \\ hUC \end{pmatrix}; \vec{F}_d = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -hD \frac{\partial C}{\partial x} \end{pmatrix}; \vec{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_o - S_f) \\ 0 \end{pmatrix} \quad 9-2$$



In tale sistema di equazioni, si è resa esplicita la distinzione tra flussi convettivi,  $\vec{F}_c$ , e flussi dispersivi,  $\vec{F}_d$ . Il significato dei simboli è il seguente:  $h$  = tirante idrico;  $U$  = velocità media di portata;  $C$  = concentrazione massica del contaminante, mediata nella sezione trasversale;  $g$  = accelerazione di gravità;  $B$  = larghezza del canale;  $D$  = coefficiente di dispersione;  $S_o$  = pendenza di fondo del canale;  $S_f$  = resistenze al moto per unità di peso del fluido ed unità di percorso. Detta  $z_b$  la quota del fondo, la pendenza del fondo del canale è espressa come  $S_o = -\frac{dz_b}{dx}$ . Per esprimere le resistenze al moto, anche in condizioni di moto vario, si fa riferimento, per semplicità di analisi, alla classica formulazione alla Gauckler-Strickler, mentre per la valutazione del coefficiente di dispersione  $D$ , dipendente dalle condizioni idrodinamiche locali, si è fatto riferimento alla ben nota espressione di Fischer et al. (1979). Per risolvere il sistema di equazioni formato dalle (1) si suddivide ognuno dei canali in  $N$  volumi di controllo (con  $N$  variabile, in generale, da canale a canale), di lunghezza  $\Delta x_i$ , l' $i$ -esimo dei quali è compreso tra le sezioni trasversali poste alle ascisse  $x_{i-1/2}$  e  $x_{i+1/2}$ . Integrando nello spazio, in ognuno dei volumi di controllo, il sistema originario (1) si trasforma nel seguente sistema di equazioni differenziali ordinarie (ODE = Ordinary Differential Equations)

$$B\Delta x_i \frac{d\vec{U}_i}{dt} = -B \left[ \vec{F}_{i+\frac{1}{2}}^c - \vec{F}_{i-\frac{1}{2}}^c \right] - B \left[ \vec{F}_{i+\frac{1}{2}}^d - \vec{F}_{i-\frac{1}{2}}^d \right] + B\Delta x_i \vec{S}_i; \quad i = 1, 2, \dots, N \quad 9-3$$

dove si sono fatte le seguenti posizioni

$$\begin{cases} \vec{U}_i = \begin{pmatrix} h_i \\ hU_i \\ hC_i \end{pmatrix} = \frac{1}{x_{i+\frac{1}{2}} - x_{i-\frac{1}{2}}} \int_{x_{i-\frac{1}{2}}}^{x_{i+\frac{1}{2}}} \begin{pmatrix} h \\ hU \\ hC \end{pmatrix} dx; & \vec{S}_i = \begin{pmatrix} 0 \\ gh_i(S_{oi} - S_{fi}) \\ 0 \end{pmatrix} \\ S_{oi} = -\frac{z_{bi+\frac{1}{2}} - z_{bi-\frac{1}{2}}}{x_{i+\frac{1}{2}} - x_{i-\frac{1}{2}}}; & S_{fi} = \left[ \frac{(hU)_i}{K_{St}^2 h_i R_i^{4/3}} \sqrt{\frac{(hU)_i^2}{h_i^2}} \right] \end{cases} \quad 9-4$$

In particolare,  $h_i$  ha il significato di valore medio del tirante idrico nell' $i$ -esimo volume di controllo;  $R_i$  è il raggio idraulico;  $hU_i$  è il valore medio della portata, per unità di larghezza, transitante nel medesimo volume di controllo;  $hC_i$  è il valore mediato, nel volume di controllo, della massa di soluto, per unità di superficie;  $z_{bi+1/2}$  è la quota del fondo (supposto privo di gradini) in corrispondenza dell'interfaccia tra le celle  $i$ -esima e  $(i+1)$ -esima;  $\vec{F}_{i+1/2}^c$  ha il significato di flusso numerico convettivo tra i

volumi di controllo  $i$ -esimo e  $(i+1)$ -esimo, mentre  $\bar{F}_{i+1/2}^d$  ha il significato di flusso numerico dispersivo tra gli stessi volumi di controllo. Per applicare separatamente gli algoritmi più appropriati al calcolo dei flussi convettivi e dei flussi dispersivi, si fa uso della tecnica del time-splitting: il problema di passare dalla soluzione  $\bar{U}^n$ , corrispondente al livello temporale  $t^n$ , alla soluzione  $\bar{U}^{n+1}$ , corrispondente al livello temporale  $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ , viene suddiviso in una sequenza di sub-problemi, per ognuno dei quali la condizione iniziale coincide con la soluzione del sub-problema precedente. Nel caso presente è stata adottata una tecnica di Strang-splitting (Strang, 1968), dove due passi convettivi, ognuno su un intervallo di lunghezza pari a  $\Delta t' = \Delta t / 2$ , sono intervallati da un passo dispersivo su un intervallo di durata  $\Delta t' = \Delta t$ . Il metodo adottato per la soluzione delle equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto dell'acqua è riportato altrove (Cozzolino et al., 2005): di seguito, l'attenzione sarà concentrata sulla soluzione approssimata dell'equazione di conservazione della massa di contaminante. Per procedere alla soluzione del passo convettivo si fa uso di un procedimento di predizione e correzione, per eseguire il quale è necessario disporre di un'espressione dei flussi all'interfaccia tra le celle in funzione dei valori medi delle variabili conservate. A questo scopo viene preliminarmente effettuata, al fine di attingere precisione al secondo ordine nello spazio, la ricostruzione lineare della variabile primitiva concentrazione di soluto  $C_i = hC_i / h_i$ , all'interno dei volumi di controllo, approssimandone il gradiente limitato tramite la formula

$$\left( \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i = \min \text{mod} \left( \frac{C_{i+1} - C_i}{x_{i+1} - x_i}, \frac{C_i - C_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \right) \quad 9-5$$

dove l'operatore minmod è definito come:

$$\min \text{mod}(a, b) = 0.5 [\text{sign}(a) + \text{sign}(b)] \min(|a|, |b|) .$$

Approssimati i gradienti limitati, la predizione viene effettuata in maniera non-conservativa:

$$C_i^* = C_i - 0.5 \Delta t' \left( U \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i \quad 9-6$$

Noti, in ognuna delle celle, i valori della concentrazione predetti in corrispondenza del livello temporale intermedio  $t_* = t + 0.5 \Delta t'$ , si fa uso dei gradienti limitati per ricostruire le variabili primitive in corrispondenza dell'interfaccia tra le celle. Per esempio, in corrispondenza dell'interfaccia tra la cella  $i$ -esima e la cella  $(i+1)$ -esima, si ha

$$C_{i+1/2}^L = C_i^* + 0.5\Delta x_i \left( \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i; \quad C_{i+1/2}^R = C_{i+1}^* - 0.5\Delta x_{i+1} \left( \frac{\partial C}{\partial x} \right)_{i+1} \quad 9-7$$

Nel presente modello, al fine di valutare i flussi all'interfaccia tra le celle, è stata adottata una versione semplificata del solutore di Riemann, detto HLLC: approssimata la velocità nella regione star (Fracarollo, Toro, 1995), intermedia tra le curve caratteristiche estreme che, nel piano orario (x,t), originano dalla discontinuità all'interfaccia tra le celle, la portata massica di soluto, per unità di larghezza, può essere valutata con il seguente algoritmo:

$$F_{i+1/2}^{hC} = \begin{cases} U^* \geq 0 \Rightarrow C_{i+1/2}^L F_{i+1/2}^h \\ U^* < 0 \Rightarrow C_{i+1/2}^R F_{i+1/2}^h \end{cases} \quad 9-8$$

ove  $F_{i+1/2}^h$  è il flusso numerico di  $h$ , preventivamente calcolato tramite il modello di propagazione della piena descritto in Cozzolino et al. (2005). Calcolati i flussi intercella facendo uso delle quantità predette, la variazione delle variabili conservate tra il livello temporale  $t$  e il livello temporale  $t' = t + \Delta t'$  è valutata con il passo conservativo di correzione

$$B[hC_i(t') - hC_i(t)] = -B \frac{\Delta t}{\Delta x_i} [F_{i+1/2}^{hC} - F_{i-1/2}^{hC}] \quad 9-9$$

Nel passo dispersivo, i flussi all'interfaccia, per unità di lunghezza, vengono approssimati con un approccio alle differenze finite, preciso al secondo ordine nello spazio:

$$F_{i+1/2}^{hC} = -h_{i+1/2} D_{i+1/2} \frac{C_{i+1} - C_i}{x_{i+1} - x_i} \quad 9-10$$

ove  $h_{i+1/2}$  e  $D_{i+1/2}$  sono i valori di altezza di corrente e coefficiente di dispersione all'interfaccia tra i volumi di controllo  $i$  e  $(i+1)$ . Per la valutazione del coefficiente di dispersione si fa uso della seguente formulazione (Fischer et al., 1979)

$$D_{i+1/2} = 0.011 U_{i+1/2}^2 B^2 (h_{i+1/2} V_{i+1/2}^*)^{-1} \quad 9-11$$

ove  $V^*$  è la velocità di attrito. Le variabili a secondo membro della sono valutate all'interfaccia tra le celle  $i$ -esima e  $(i+1)$ -esima mediante una media aritmetica dei valori noti a centro cella. Data l'espressione (10) per i flussi dispersivi, l'avanzamento nel tempo viene eseguito tramite un approccio conservativo implicito alla Crank-Nicolson, per il quale si ha:

$$\begin{cases} B\Delta x_i \frac{[hC_i(t') - hC_i(t)]}{\Delta t'} = B \left[ \frac{1}{2} \left( F_{i-\frac{1}{2}}^{hC}(t') + F_{i-\frac{1}{2}}^{hC}(t) \right) - \frac{1}{2} \left( F_{i+\frac{1}{2}}^{hC}(t') + F_{i+\frac{1}{2}}^{hC}(t) \right) \right] \\ i = 1, 2, \dots, N \end{cases} \quad 9-12$$

Ciò conduce a un sistema lineare di equazioni le cui incognite sono le concentrazioni al livello temporale  $t'$ . Facendo l'ipotesi che il coefficiente di dispersione sia nullo in corrispondenza degli estremi dei canali (McBride, Rutherford, 1984), il sistema di equazioni conseguente è caratterizzato da una matrice dei coefficienti tridiagonale, per cui la sua soluzione può essere affrontata mediante l'uso di algoritmi particolarmente efficienti, ben noti in letteratura.

### 9.3. SOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI BILANCIO NEI

#### NODI

Nella presente applicazione del Metodo dei Volumi Finiti alla soluzione del problema della contemporanea propagazione di piene e contaminanti in reti di canali a pelo libero, il nodo di confluenza tra più canali è supposto non puntuale, ma di dimensioni finite, e composto da un certo numero di volumi finiti di forma triangolare. In pratica, in corrispondenza dei singoli nodi, la modellazione dei fenomeni viene effettuata non più con riferimento ad un approccio uni-dimensionale, bensì con un approccio bi-dimensionale vero e proprio, risolvendo il sistema di equazioni

$$\frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{F}}{\partial x} + \frac{\partial \vec{G}}{\partial y} = \vec{S} \quad 9-13$$

dove sono state fatte le seguenti posizioni

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hU \\ hV \\ hC \end{pmatrix}; \vec{F} = \begin{pmatrix} hU \\ \frac{gh^2}{2} + hU^2 \\ hUV \\ hUC \end{pmatrix}; \vec{G} = \begin{pmatrix} hV \\ hUV \\ \frac{gh^2}{2} + hV^2 \\ hVC \end{pmatrix}; \vec{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \\ 0 \end{pmatrix} \quad 9-14$$

Il significato dei simboli usati è il seguente:  $h$  =tirante idrico;  $U$  =componente, lungo l'asse x di un riferimento locale rispetto al nodo, della velocità mediata lungo la verticale;  $V$  =componente, lungo l'asse y, della velocità mediata lungo la verticale;  $C$  =concentrazione massica di soluto, mediata lungo la verticale;  $S_{ox}$  =componente, lungo x, della pendenza del fondo;  $S_{oy}$  =componente, lungo y, della pendenza del fondo;  $S_{fx}$

=componente, lungo  $x$ , delle resistenze al moto per unità di peso e di percorso della corrente;  $S_{fy}$  =componente, lungo  $y$ , delle resistenze al moto per unità di peso e di percorso della corrente. In particolare, detta la quota del fondo, le componenti della pendenza sono espresse come  $S_{ox} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}$  e  $S_{oy} = -\frac{\partial z_b}{\partial y}$ . Per esprimere le resistenze al moto, si utilizza, ancora una volta, una formulazione alla Gauckler-Strickler. Nell'ipotesi che le dimensioni dei nodi siano piccole rispetto alla lunghezza dei canali, il fenomeno della dispersione all'interno dei nodi può essere trascurato senza commettere un grave errore. I metodi utilizzati per la soluzione delle equazioni della convezione all'interno del nodo, e basati sull'applicazione del solutore approssimato HLLC del problema di Riemann al calcolo dei flussi intercella, sono già stati dettagliati altrove (Cozzolino et al., 2005).

#### **9.4. TEST NUMERICI EFFETTUATI**

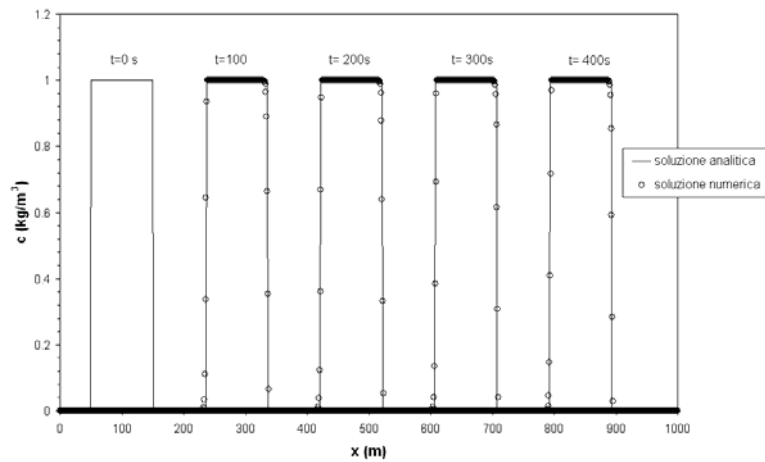
Al fine di validare il modello numerico proposto, sono stati eseguiti alcuni test numerici, di complessità crescente, che vengono sintetizzati nei paragrafi seguenti.

##### **9.4.1. TEST 1: VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI PORTARE ADEGUAMENTE IN CONTO FENOMENI DI PURA CONVEZIONE**

Il primo test presentato fa riferimento a un canale ideale, di pendenza pari a 0.01 m/m, coefficiente di Strickler pari a 55 m<sup>1/3</sup>/s, lunghezza pari a 1000 m, e larghezza pari a 1 m. Nel canale si considerano stabilite condizioni di moto stazionario, e pari a quelle di moto uniforme, con portata pari a 0.6 m<sup>3</sup>/s, cui corrispondono un tirante di 0.323 m e una velocità di 1.857 m/s. Il canale è discretizzato suddividendolo in N=1000 volumi di controllo, equispaziati, di lunghezza  $\Delta x = 1$  m. Al tempo  $t=0$ , la distribuzione longitudinale della concentrazione massica del costituente è ipotizzata di forma rettangolare, caratterizzata dal seguente andamento:

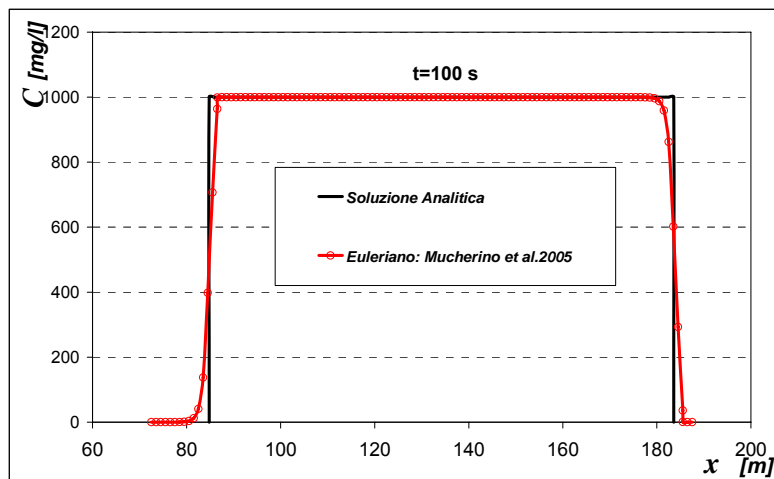
$$\begin{cases} C(x,0) = 0 \text{ kg/m}^3; & 0\text{m} \leq x < 50\text{m} \\ C(x,0) = 1 \text{ kg/m}^3; & 50\text{m} \leq x \leq 150\text{m} \\ C(x,0) = 0 \text{ kg/m}^3; & 150\text{m} < x \leq 1000\text{m} \end{cases} \quad \mathbf{9-15}$$

In assenza di dispersione, la soluzione del problema è data, ovviamente, da una semplice traslazione del profilo rettangolare di concentrazione, con velocità costante e pari a quella del fluido ambiente.



**Figura 9-1- Test1: Profilo di concentrazione a diversi istanti**

In Figura 1 vengono mostrati, con riferimento al test in esame, la condizione iniziale, corrispondente a  $t=0$  s, e i confronti tra la soluzione analitica e i risultati del modello numerico proposto in corrispondenza degli istanti  $t=100$  s,  $t=200$  s,  $t=300$  s,  $t=400$  s. Il passo temporale scelto è pari a  $\Delta t=0.08$  s. Il confronto si mostra soddisfacente, tuttavia, effettuando uno zoom sul singolo profilo (per esempio per  $t=100$ s) si osserva come si riscontrano attenuazioni dovute al problema della dispersione numerica.



**Figura 9-2- Test1: Zoom relativo al profilo di concentrazione relativo a  $t=100$ s**

### 9.4.2. TEST 2: VERIFICA DELLA CAPACITÀ DI PORTARE ADEGUATAMENTE IN CONTO SIA FENOMENI CONVETTIVI CHE DISPERSIVI

Il secondo test fa riferimento alle stesse condizioni idrauliche e geometriche del caso precedente, cui corrisponde un coefficiente di dispersione, calcolato con la 7.11, pari a  $D=0.847 \text{ m}^2/\text{s}$ . Nel canale è inizialmente ipotizzato un profilo di concentrazione di tipo gaussiano, rappresentato anche nella Figura 3, definito dall'equazione:

$$C(x,0) = 3 \exp \left[ -\frac{(x-x_o)^2}{2\sigma^2} \right] \quad 9-1$$

ove la posizione del baricentro del profilo è a  $x_o=149.5 \text{ m}$ , mentre la sua varianza è  $\sigma^2=300 \text{ m}^2$ .

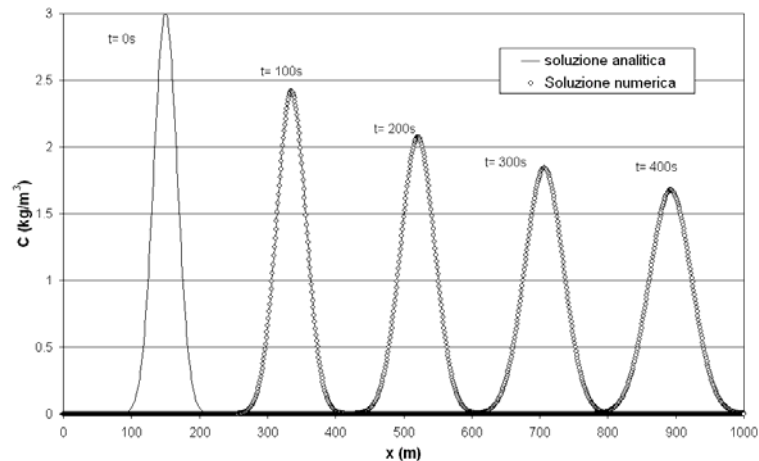


Figura 9-3 - Test2: Profili di corrente al raggiungimento delle condizioni stazionarie.

Il problema della convezione-dispersione del profilo gaussiano (7.16) ammette una soluzione analitica (Fischer et al., 1979), consistente in un profilo gaussiano il cui baricentro trasla con velocità pari a quella del fluido ambiente, e la cui varianza aumenta linearmente nel tempo, e proporzionalmente al doppio del coefficiente di dispersione. In Figura 2 vengono mostrati, con riferimento al test in esame, la condizione iniziale, corrispondente a  $t=0 \text{ s}$ , e i confronti tra la soluzione analitica e i risultati del modello numerico proposto, in corrispondenza degli istanti  $t=100 \text{ s}$ ,  $t=200 \text{ s}$ ,  $t=300 \text{ s}$ ,  $t=400 \text{ s}$ . Il passo temporale scelto è pari a  $\Delta t = 0.05 \text{ s}$ .

Il confronto tra la soluzione analitica e quella numerica fornisce differenze poco impercettibili ad occhio nudo, tuttavia, si sottolinea che effettuando uno zoom si osserva

un effetto dovuto alla dispersione numerica nonostante l'aver raggiunto una accuratezza al secondo ordine nel tempo e nello spazio.

### 9.4.3. TEST 3: CONTEMPORANEA PROPAGAZIONE DI UNA PIENA E DI UN CONTAMINANTE ALL'INTERNO DI UNA RETE COMPLESSA

Nel terzo test è stata presa in considerazione una rete ideale costituita da 5 canali (Figura 3), le cui principali caratteristiche geometriche sono riassunte nella Tabella 1, nella quale sono riportati anche il numero di volumi di controllo utilizzato per discretizzare i vari tronchi. La quota di fondo della sezione di chiusura della rete è pari a 4 m sul livello medio mare. La scabrezza di Strickler assegnata ai vari rami della rete è unica e pari a  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

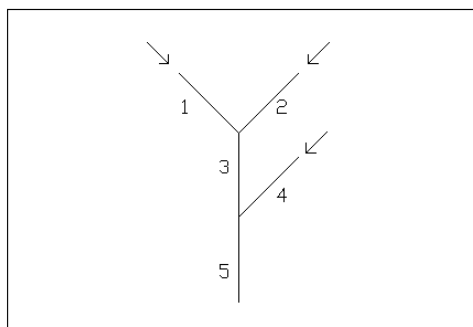


Figura 9-4 -

Test3: Schema della rete di canali.

Per il sistema in questione, viene considerata una condizione iniziale con concentrazione di contaminante ovunque nulla, e caratteri del moto pari a quelli che si hanno in condizioni di moto permanente in corrispondenza della portata di  $Q=1.7 \text{ m}^3/\text{s}$  in ingresso a ognuno degli estremi della rete, mentre in corrispondenza della sezione di chiusura del sistema la quota di pelo libero è fissata, e pari a  $\zeta_v = 5 \text{ m}$  sul livello medio mare.

Canale	Lunghezza (m)	Pendenza (m/m)	Larghezza (m)	Numero Volumi Controllo
1	1000	0.004	2	100
2	1000	0.002	2	100
3	1000	0.002	4	100
4	1000	0.002	2	100
5	1000	0.002	6	100



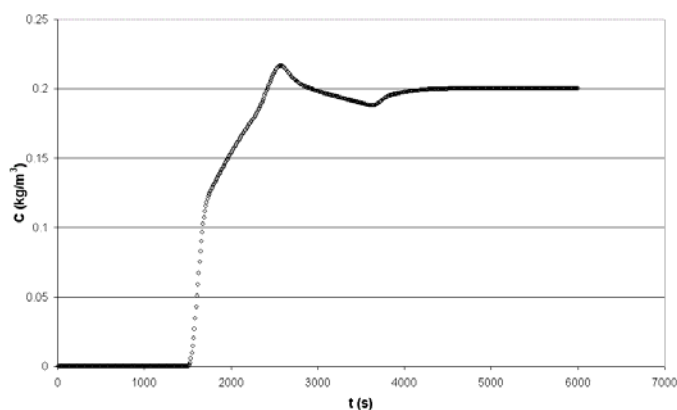
**Tabella 9-1 - Caratteristiche geometriche della rete**

Nel sistema si considera un transitorio in cui sia le concentrazioni che le portate sono variabili in corrispondenza delle sezioni di ingresso dei canali di estremità, come riportato nella Tabella 2. Per esempio, in corrispondenza del Canale 1, come si può leggere in Tabella 2, la portata passa, con legge lineare, dal valore  $Q_1=1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ , all'istante  $t=0 \text{ s}$ , a  $Q_1=2.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , all'istante  $t=1000 \text{ s}$ , per poi tornare, ancora con legge lineare, al valore al valore  $Q_1=1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ , all'istante  $t=2000 \text{ s}$ , e quindi permanere indefinitamente. Al termine di tale transitorio viene raggiunta la medesima condizione stazionaria che sussisteva prima dell'inizio del moto vario, con concentrazioni nel canale di valle pari a  $C_5=0.2 \text{ kg/m}^3$ .

$t \text{ (s)}$	$Q_1 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$C_1 \text{ (kg/m}^3)$	$Q_2 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$C_2 \text{ (kg/m}^3)$	$Q_4 \text{ (m}^3/\text{s)}$	$C_4 \text{ (kg/m}^3)$
0	1.7	0.05	1.7	0	1.7	0.3
1000	2.1	0.05	1.7	0.5	2.1	0.6
2000	1.7	0.05	1.7	0.5	1.7	0.05

**Tabella 9-2 - Portate e concentrazioni agli estremi della rete**

In Figura 9-5 è rappresentata la variazione della concentrazione nel tempo in corrispondenza di una sezione del canale di valle posta a 500 m dalla sezione di chiusura del sistema. Dopo un complesso transitorio, corrispondente alla sovrapposizione delle onde di piena e contaminante che muovono verso valle dai canali di estremità, la concentrazione finale si attesta, come atteso, sul valore di  $C_5=0.2 \text{ kg/m}^3$ .



**Figura 9-5 - Test3: Concentrazioni a 500 m dalla sezione di chiusura.**

## **9.5. CONCLUSIONI**

Nella presente fase della ricerca , è stato presentato un modello numerico ai volumi finiti, accurato al secondo ordine nel tempo e nello spazio, per la simulazione di fenomeni di propagazione di piena e/o costituenti in reti di canali a pelo libero, sia naturali che artificiali. Il modello numerico, basato su una tecnica di time-splitting per l'avanzamento nel tempo, fa uso di un solutore approssimato del problema di Riemann per la valutazione dei flussi convettivi all'interfaccia tra le celle, mentre fa uso di un approccio alle differenze finite per la valutazione dei flussi dispersivi all'interfaccia. Al fine di accoppiare tra di loro le equazioni della propagazione di contaminante, scritte nella loro forma uni-dimensionale in ognuno dei canali, i nodi di confluenza sono stati modellati tramite una tecnica ai volumi finiti su griglia non strutturata triangolare, atta a risolvere il problema della propagazione del contaminante in contesti bi-dimensionali. Il modello numerico è stato validato mediante una serie di test numerici, dei quali sono stati presentati alcuni risultati, e che ne hanno permesso di valutare l'idoneità nella simulazione di fenomeni di propagazione di contaminante anche in circostanze quali quelli che possono verificarsi nel mondo reale. Il modello numerico fa uso esclusivamente di sezioni trasversali di forma rettangolare in canali cilindrici. Il modello pur essendo del tutto idoneo nella simulazione di trasporto di contaminanti in condizioni di moto vario, quali ad esempio l'immissione accidentale di grandi quantità di acqua contaminata in un corso d'acqua, non riesce del tutto a risolvere il problema della dispersione numerica. Per tale motivo, nel prossimo paragrafo le equazioni relative al trasporto di costituenti nelle correnti a pelo libero verrà affrontata la tecnica lagrangiana intrinsecamente idonea a risolvere tale problematica.

## **9.6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

Bencala K., Walters R., Simulation of solute transport in a mountain pool-and-riffle stream: a transient storage mode, AGU, Water Resources Research, 19(3), 1993.

Cozzolino L., Mucherino C., Covelli C., Pianese, D., Un modello ai volumi finiti per la simulazione dei transitori nelle reti di canali a pelo libero, Atti del Convegno Acqua e Città – I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Sant'Agnello di Sorrento, 2005.

Del Giudice G., Pianese D., Processi di inquinamento dei corsi d'acqua naturali, Atti del Convegno XXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Firenze, 1992.

Fischer H.B., List J.E., Koh R.C.Y., Imberger J., Brooks N.M., Mixing in inland and coastal waters, Academic Press, New York, 1979.

Fraccarollo L., Toro E.F., Experimental and numerical assessment of the shallow water model for two-dimensional dam-break type problems, IAHR, Journal of Hydraulic Research, 33(6), 1995.

Koussis, A.D., Saenz, M.A., Tollis I.G., Pollution Routing in Streams, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, 109(12), 1983.

McBride G.B., Rutherford J.C., Accurate modelling of river pollutant transport, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, 110(4), 1984.

C. Mucherino, L. Cozzolino, C. Covelli, D. Pianese, "Un modello ai volumi finiti per la simulazione del trasporto di contaminanti nelle reti a pelo libero", Acqua e città, I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, a cura di G.Rasulo, S.Artina, A.Paoletti, G.Del Giudice, R. Della Morte, Settembre 2005, Sant'Agnello (NA), (CD-rom).

Runkel R.L., Chapra S.L., An efficient numerical solution of the transient storage equation for solute transport in small streams, AGU, Water Resources Research, 29(1), 1993.

Sanders B.F., Green C.L., Chu A.K., Grant S.B., Case study: modeling tidal transport of urban runoff in channels using the finite-volume method, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, 127(10), 2001.

Schoellhamer, D.H., Lagrangian Transport Modeling with QUAL II Kinetics., ASCE, Journal of Environmental Engineering, 114(2), 1988.

Strang G., On the construction and comparison of difference schemes, SIAM, Journal of Numerical Analysis, 5, 1968.

Toro E.F., Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics, Springer-Verlag, Berlin, 1997.

Zhang R., Huang K., van Genuchten M.T., An efficient eulerian-lagrangian method for solving solute transport problems in steady and transients flow fields, AGU, Water Resources Research, 29(12), 1993.

## ***10. UN MODELLO AI VOLUMI FINITI PER LA SIMULAZIONE DEL TRASPORTO DI CONTAMINANTI NEI CORSI D'ACQUA NATURALI BASATO SULLA TECNICA LAGRANGIANA: QUALSIM-FSN***

La simulazione numerica dei fenomeni di trasporto e di eventuale trasformazione di sostanze contaminanti, frequentemente osservabili lungo i corsi d'acqua e le reti di canali a pelo libero in conseguenza del forte carico antropico che vi insiste, trova svariate applicazioni in campo tecnico. Per esempio, può essere utile per avere maggiori conoscenze sulle distribuzioni delle concentrazioni di contaminanti e, quindi, nella individuazione dei punti a maggiore criticità o, al contrario, nella individuazione di scarichi anomali. Può essere un valido supporto alle decisioni nella fase di pianificazione degli interventi da attuare per far fronte a improvvise immissioni, per cause accidentali, di sostanze altamente inquinanti. Inoltre, può trovare utile impiego nella localizzazione sia di tratti d'alveo destinati ad accogliere gli scarichi provenienti da nuovi impianti di depurazione, sia di tratti d'alveo in cui provvedere alla realizzazione di opere di captazione delle acque superficiali. Può, infine, essere utilizzata per l'individuazione della posizione ottimale, all'interno di una rete idrografica o di una rete artificiale di drenaggio, di sensori atti a rilevare la presenza di sostanze tossiche o, comunque, nocive per la salute umana e/o per il corretto funzionamento degli impianti ubicati più a valle.

L'approccio adottato prevede che la modellazione dei fenomeni avvenga in due fasi. In una prima fase, ci si pone l'obiettivo di simulare il moto che si sviluppa lungo reti di canali a pelo libero. A tale proposito, va infatti chiarito che, indipendentemente dal tipo di approccio adottato per l'analisi delle modalità di trasporto di contaminanti, il problema della corretta simulazione idraulica dei fenomeni è comune a tutti i modelli.

L'obiettivo che ci si è posto è stato tuttavia, quello di adottare uno strumento che permettesse di portare in conto: a) la variabilità delle portate defluenti in alveo; b) alvei eventualmente non prismatici, di sezione del tutto generica e caratterizzati da

una eventuale variabilità dei parametri di conducibilità idraulica sia nella direzione del moto che da un punto all'altro di una stessa sezione; c) l'eventuale presenza di uno o più risalti idraulici, ubicati in posizione variabile in base al valore della portata defluente.

A tale proposito, è stato implementato un algoritmo basato su un'applicazione del metodo dei volumi finiti, che ben si presta al soddisfacimento delle suddette condizioni, in grado di simulare preassegnate successioni di moti permanenti, e destinato a individuare le caratteristiche principali del moto di base, quali tiranti idrici, velocità medie, larghezze in superficie, perimetro bagnato, sforzi tangenziali medi agenti sul contorno, ecc.;

Nella seconda fase, si è posta l'attenzione sulla vera e propria simulazione della propagazione di contaminanti.

Per tale simulazione sono stati proposti numerosi approcci, e diversi modelli sono, oggi, disponibili, anche gratuitamente, in rete. Tra questi, il ben noto *QUAL 2*, arrivato oggi alla versione "k", (Chapra e Pellieter, 2003), e il *BLTM* (Jobson, 1997). Il primo, utilizza un classico *approccio euleriano*, mentre il secondo applica un *approccio lagrangiano*, secondo la tecnica a suo tempo proposta da Jobson (1987), da Schoellhamer (1988) e da Jobson & Schoellhamer (1986a, 1986b, 1987).

Come è ben noto (Bella e Dobbins, 1968; Prych, 1969; Bella e Grenney, 1970), nel caso di utilizzazione di un approccio euleriano, la discretizzazione numerica delle equazioni differenziali che governano il trasporto e la diffusione dei contaminanti (e, più in particolare, del termine convettivo), pone numerosi problemi dal punto di vista computazionale, in quanto introduce una dispersione numerica in grado di modificare, anche sostanzialmente, i risultati delle elaborazioni: a tale riguardo, altamente significativo appare il lavoro di Koussis et al. (1983), nel quale, partendo dal presupposto di non poter eliminare la dispersione numerica introdotta dalla discretizzazione del termine convettivo, si tenta addirittura di utilizzare tale caratteristica allo scopo di introdurre, artificiosamente, un coefficiente di dispersione (di significato, ovviamente, non più fisico), da calibrare alla luce di dati di campo e/o di laboratorio disponibili.

La possibilità di ridurre la dispersione numerica indotta da un approccio euleriano è stata inizialmente esplorata dalla scrivente con altri coautori (Mucherino et al., 2005), che, a tal fine, hanno fatto ricorso al *Metodo dei Volumi Finiti* per risolvere, mediante un unico tipo di approccio, transitori nella concentrazione di contaminanti indotti da

perturbazioni del campo di moto e/o da variazioni delle condizioni al contorno relative alle sostanze trasportate dalla corrente. In tale fase si è mostrato come, per ridurre le dispersioni numeriche, sia necessario raggiungere, anche con questo tipo di approccio, comunemente ritenuto molto robusto ed affidabile, un elevato ordine di precisione, con notevoli difficoltà computazionali. Per risolvere tale inconveniente, Del Giudice e Pianese (1992) hanno adottato un approccio lagrangiano, sostanzialmente simile a quello proposto da McBride e Rutherford (1985) prima, da Schoellhamer (1988) poi e, più recentemente, implementato nel software BLTM (BLTM & DAFLOW, Branched Lagrangian Transport Model, 1996). Seppure avvalendosi di un simulatore idraulico piuttosto semplificato, costituito da un software per il tracciamento di profili di corrente in condizioni di moto stazionario sostanzialmente basato su un'applicazione dell'equazione di conservazione dell'energia, i suddetti due autori hanno mostrato come, con l'ausilio di un approccio lagrangiano, sia possibile riprodurre, senza grossi errori, fenomeni di contaminazione effettivamente osservati in ambito fluviale.

Tutto ciò premesso, nel lavoro di ricerca è stato proposto un nuovo modello matematico, basato su un approccio lagrangiano, in grado di simulare la propagazione di contaminanti, conservativi e non, non solo in reti artificiali di drenaggio, ma anche all'interno dei corsi d'acqua contraddistinti da forte variabilità delle pendenze di fondo e della sezione trasversale, così come possono essere usualmente riscontrati in ambito alpino ed appenninico.

Tale modulo di qualità, utilizzato in cascata rispetto al modulo idraulico, basato su una tecnica lagrangiana finalizzata ad eliminare la necessità di discretizzare i termini convettivi che compaiono nelle equazioni di continuità relative ai diversi costituenti trasportati dalla corrente e, quindi, ad eliminare gli errori indotti da fenomeni di dispersione numerica, è destinato alla valutazione della distribuzione spazio temporale di una serie di contaminanti, eventualmente non conservativi, disciolti all'interno della corrente. Il modello proposto è stato applicato, a titolo esemplificativo, ad alcuni casi di studio, per alcuni dei quali risultano già disponibili soluzioni analitiche e/o numeriche, mostrando la buona capacità, da parte del modello stesso, di portare in conto fenomeni in cui contaminanti conservativi vengono trasportati lungo corsi d'acqua caratterizzati da portate lentamente variabili nel tempo, da geometrie e andamenti altamente variabili lungo il percorso e risultano, eventualmente, interessati anche dalla presenza di risalti idraulici. Più in particolare,

si è mostrato come il modello proposto sia effettivamente applicabile per l'analisi dei fenomeni di contaminazione che possono svilupparsi lungo corsi d'acqua a regime torrentizio, caratterizzati da grande variabilità delle portate defluenti nei vari periodi dell'anno ma poco variabili da un momento all'altro della giornata se non, addirittura, da un giorno all'altro.

In quanto segue, si mostrano i confronti di alcune simulazioni numeriche con i risultati proposti da altri programmi disponibili in letteratura (QUAL2K, BLTM).

### ***10.1.1. Simulazione delle successioni di moti permanenti mediante la tecnica dei volumi finiti: modulo idraulico***

Il modello messo a punto pur potendo eseguire analisi di “moto vario” caratterizzate da transitori molto lenti (se non, addirittura, assenti), è finalizzato all'esecuzione di analisi a lunga e media scala temporale, necessarie per diversi tipi di problematiche, quali l'individuazione dei siti ottimali in cui ubicare, all'interno di uno stesso sistema fluviale, opere di presa e di scarico, o stazioni di monitoraggio dei parametri di qualità delle acque defluenti in alveo. Pertanto, nonostante il modello sia in grado di portare in conto condizioni al contorno eventualmente variabili nel tempo, la valutazione delle grandezze caratteristiche del moto (tiranti idrici, velocità medie, larghezze in superficie, perimetro bagnato, sforzi tangenziali medi agenti sul contorno, ecc.) viene effettuata, nell'ambito di ciascun intervallo temporale di calcolo idraulico,  $\Delta t_{idr.}$ , con riferimento a condizioni di moto permanente. I modelli utilizzabili per la simulazione di moti permanenti in alvei non prismatici ed eventualmente interessati anche dalla presenza di strutture interagenti con le correnti sono abbastanza numerosi, ed alcuni di essi sono anche disponibili, gratuitamente, in rete (ad esempio, i ben noti HEC-RAS, dell'US Army Corps of Engineers, o FLDWAV, del NOAA's National Weather Service): allo scopo, tuttavia, di poter affrontare, in modo semplice ed efficace, le problematiche concernenti la presenza di forti variabilità nel campo di moto se non, addirittura, di discontinuità, conseguenti alle forti variazioni dell'andamento delle pendenze di fondo e delle sezioni trasversali osservabili lungo molti corsi d'acqua (soprattutto quelli italiani), l'approccio adottato per la risoluzione delle equazioni di continuità e del moto relative alla fase liquida è stato basato su un'applicazione del ben noto Metodo dei Volumi Finiti. A tale scopo, le equazioni di bilancio della massa liquida e delle quantità di moto sono state dapprima poste nella forma matriciale

$$\frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{F}}{\partial x} = \vec{S} \quad 10-1$$

nella quale

$$\vec{U} = \begin{pmatrix} A \\ AV \end{pmatrix}; \quad \vec{F} = \begin{pmatrix} AV \\ gA\zeta + AV^2 \end{pmatrix}; \quad \vec{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_o - S_f) \end{pmatrix} \quad 10-2$$

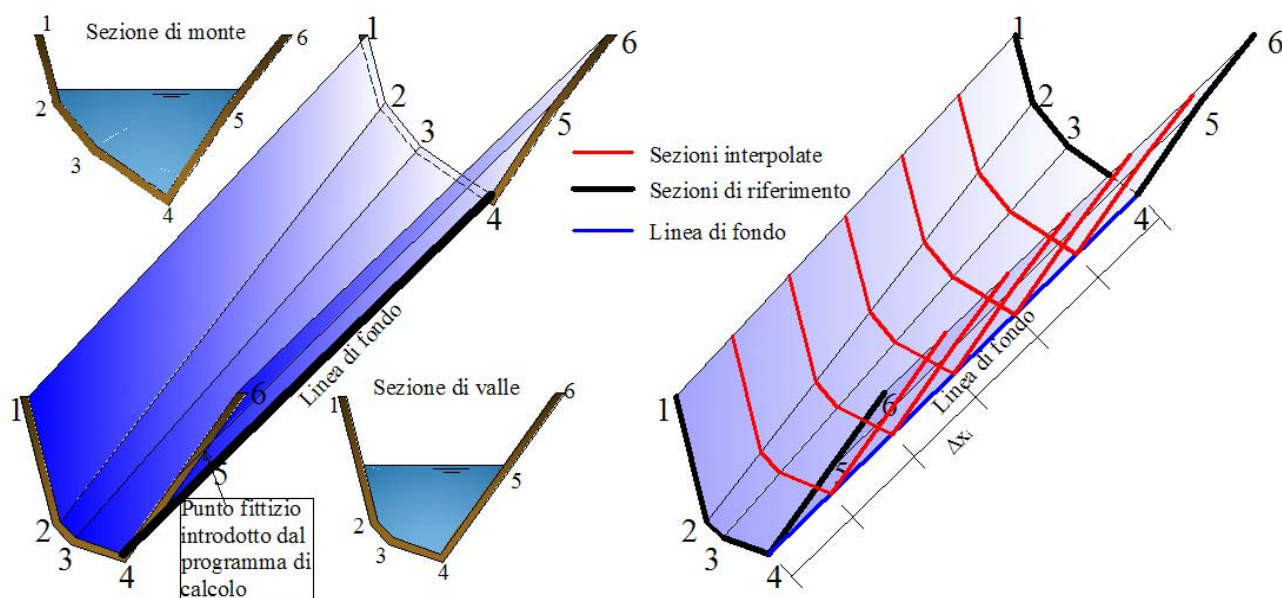
Il significato dei simboli utilizzati nelle (1) e (2) è il seguente:  $x$  = distanza progressiva, valutata a partire da una sezione di riferimento;  $t$  = tempo, contato rispetto ad un istante assunto come iniziale;  $V$  = velocità media di portata;  $A$  = area della sezione idrica;  $g$  = accelerazione di gravità;  $\zeta$  = affondamento del baricentro della sezione;  $S_o = \sin \vartheta$ , con  $\vartheta$  = angolo che il fondo forma con il piano orizzontale passante per il punto più depresso della sezione;  $S_f$  = resistenza al moto per unità di peso del fluido ed unità di percorso (valutata, per semplicità di analisi, mediante la classica formulazione di Gauckler-Strickler, valida, a rigore, in condizioni di moto permanente ed uniforme). Applicando il teorema della divergenza, indicato con  $\Gamma$  il contorno del volume di controllo, il sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali (1) si trasforma nel sistema di equazioni differenziali ordinarie:

$$\frac{d}{dt} \int_A \vec{U} dA + \oint_{\Gamma} \hat{n} \cdot \vec{F} d\Gamma = \int_A \vec{S} dA \quad 10-3$$

Tale sistema di equazioni, opportunamente riformulato, viene applicato a ciascuno degli  $N_{idr.}$  volumi di controllo (con  $N_{idr.}$  variabile, in generale, da ramo a ramo della rete), di lunghezza  $\Delta x_i$  costante, in cui vengono, preventivamente, suddivisi i singoli tronchi del sistema, essendo l' $i$ -esimo volume quello compreso tra le sezioni trasversali poste alle ascisse  $x_{i-1/2}$  e  $x_{i+1/2}$ . A tale proposito, appare opportuno precisare che il codice di calcolo messo a punto è in grado, mediante l'interpolazione spaziale dei dati a disposizione, di generare automaticamente, a partire dalla conoscenza della topografia e delle caratteristiche di scabrezza di un qualsiasi numero di sezioni effettivamente rilevate in sito, la geometria e le caratteristiche di conducibilità idraulica delle sezioni utilizzate per i calcoli idraulici. A tale scopo, il software si avvale di una specifica interfaccia grafica, che permette, preliminarmente, di inserire (o di modificare o di integrare), all'interno di un apposito data-base, le coordinate ( $x$   $y$   $z$ ) dei punti appartenenti alla sezione e (opzionalmente con la scelta di un unico valore, costante per tutta la sezione) i valori del parametro di Strickler relativi a ciascun lato della sezione



stessa. Note, a questo punto, le coordinate dei punti delle due sezioni, di monte e di valle, che individuano un generico tratto del corso d'acqua, è possibile, innanzi tutto, individuare l'*asse della sezione*, determinandolo o come l'asse verticale passante per il punto più depresso o, nel caso in cui i punti più depressi risultassero più di uno, come l'asse verticale passante per il punto medio tra quelli più distanti; dopodiché, unendo i punti in cui gli assi di tali sezioni intersecano i rispettivi contorni, è possibile tracciare la linea di fondo alveo. Introducendo, poi, all'interno di una o di entrambe le sezioni, dei punti fittizi, in modo tale che il numero dei punti ubicati a sinistra e a destra dell'asse di ciascuna sezione sia identico, e pari al massimo tra quelli presenti, nelle due sezioni, a sinistra e, rispettivamente, a destra dell'asse, congiungendo i punti corrispondenti delle due sezioni, si perviene all'individuazione di una superficie poliedrica nello spazio, rappresentativa del reale andamento del corso d'acqua (Figura 1). L'intersezione di tale superficie con un generico piano verticale distante  $x$  dalla sezione iniziale permette, analiticamente, di individuare le caratteristiche geometriche della sezione trasversale posta all'ascissa  $x$  stessa; a sua volta, i valori del parametro di Strickler possono ricavarsi in base ad un'interpolazione lineare tra i corrispondenti valori relativi alle due sezioni che delimitano il tratto in esame.



**Figura 1** Rappresentazione spaziale, utilizzata dal codice di calcolo, del contorno dell'asta fluviale.

Integrando nello spazio, in ognuno dei volumi di controllo, il sistema di equazioni (3) si trasforma nel seguente sistema:

$$\Delta x_i \frac{d\vec{U}_i}{dt} = - \left[ \vec{F}_{i+\frac{1}{2}} - \vec{F}_{i-\frac{1}{2}} \right] + \Delta x_i \vec{S}_i; \quad i = 1, 2, \dots, N_{idr}. \quad 10-4$$

dove si sono fatte le seguenti posizioni

$$\begin{cases} \vec{U}_i = \begin{pmatrix} A_i \\ A_i V_i \end{pmatrix} = \frac{1}{x_{i+\frac{1}{2}} - x_{i-\frac{1}{2}}} \int_{x_{i-\frac{1}{2}}}^{x_{i+\frac{1}{2}}} \begin{pmatrix} A \\ AV \end{pmatrix} dx; & \vec{S}_i = \begin{pmatrix} 0 \\ g A_i (S_{o_i} - S_{f_i}) \end{pmatrix} \\ S_{o_i} = \text{sen } \vartheta_i; & S_{f_i} = \left[ \frac{(AV)_i}{K_{S_i}^2 A_i R_i^{4/3}} \sqrt{\frac{(AV)_i^2}{A_i^2}} \right] \end{cases} \quad 10-5$$

In particolare,  $A_i$  ha il significato di valore medio della sezione idrica nell' $i$ -esimo volume di controllo;  $R_i$  è il raggio idraulico;  $(AV)_i$  è il valore medio della portata, per unità di larghezza, transitante nel medesimo volume di controllo;  $\vec{F}_{i+1/2}$  è il flusso numerico tra i volumi di controllo  $i$ -esimo e  $(i+1)$ -esimo;  $\vec{F}_{i-1/2}$  è il flusso numerico tra i volumi di controllo  $(i-1)$ -esimo e  $i$ -esimo.

Nell'ipotesi di moto permanente, le (4) assumono l'espressione:

$$\left[ \vec{F}_{i+\frac{1}{2}} - \vec{F}_{i-\frac{1}{2}} \right] = \Delta x_i \vec{S}_i; \quad i = 1, 2, \dots, N_{idr}. \quad 10-6$$

Al fine di assicurare la conservazione dell'algoritmo anche nella forma discreta, il valore del flusso da utilizzare nella soluzione numerica delle (6) è approssimato mediante la soluzione locale di un *problema di Riemann* (metodo di Godunov: Toro, 1997): in conseguenza di tale approccio, in corrispondenza di ciascuna interfaccia tra le celle, il flusso numerico viene valutato con riferimento ai valori che le variabili conservate assumono a monte e a valle. Per tale motivo, in base alla procedura adottata, il Metodo dei Volumi Finiti porge, in definitiva, un *sistema di equazioni algebriche non lineari*. La risoluzione di tale sistema è perseguita con l'ausilio del metodo Newton-Raphson, in cui il sistema di equazioni lineari associato, da risolvere iterativamente, essendo caratterizzato da una matrice dei coefficienti estremamente sparsa, è risolto con l'ausilio della procedura proposta da Gupta e Tanji (1977).

Prima di concludere il presente paragrafo, appare opportuno specificare che, al fine di conseguire una maggiore precisione nei calcoli relativi alla valutazione delle modalità di variazione, nello spazio e nel tempo, delle concentrazioni dei contaminanti disciolti nella corrente, i calcoli relativi alla fase liquida sono effettuati, di norma, con riferimento ad un numero  $N_{idr.}$  di volumetti di gran lunga superiore (anche di un ordine

di grandezza) al numero  $N_{qual.}$  di volumetti presi poi a riferimento dal modulo di qualità descritto nel successivo paragrafo.

### ***10.1.2. Approccio lagrangiano per la simulazione della propagazione del contaminante***

Una volta verificata la concreta impossibilità di ridurre gli errori numerici derivanti dalla necessità, posta dal classico approccio euleriano, di discretizzare il termine convettivo presente nell'equazione di bilancio della massa del contaminante, si è stabilito di concentrare l'attenzione sull'approccio lagrangiano.

Quindi, per la valutazione delle modalità con cui i vari contaminanti, ipotizzati come sostanze disciolte nella corrente, si muovono solidalmente alla corrente stessa, si è utilizzato un approccio lagrangiano sostanzialmente simile a quello a suo tempo proposto da *Schoellhamer* (1988), nella forma adottata da *Del Giudice e Pianese* (1992). A tale proposito, va evidenziato che, mentre uno schema di calcolo euleriano utilizza, come riferimento, una griglia spazio-temporale fissa, per cui, in corrispondenza di nodi preassegnati (che rappresentano precisi punti nello spazio), risultano disponibili, in predeterminati istanti, i valori di una qualsiasi grandezza, l'approccio lagrangiano non utilizza più un riferimento fisso, ma una griglia solidale con le particelle idriche e che, dunque, si muove con velocità pari a quella longitudinale media con cui muove il fluido. Nel primo caso (approccio euleriano), l'implementazione di un eventuale programma di calcolo è senz'altro più rapida, ed appare molto più semplice anche il confronto con i set di dati sperimentali eventualmente a disposizione. Nel secondo caso (approccio lagrangiano), seppure a prezzo di una maggiore complessità dell'algoritmo, le equazioni di continuità relative alle diverse sostanze disciolte nell'acqua possono essere notevolmente semplificate, in quanto risulta possibile elidere, dalle stesse equazioni, il termine convettivo, la cui discretizzazione è, come richiamato in precedenza, una delle principali fonti di errore nella simulazione dei fenomeni di propagazione di contaminanti.

Se si considera un sistema di riferimento fisso, e condizioni in cui le variabili del problema possono considerarsi funzioni derivabili nel tempo e nello spazio, il principio di conservazione della massa di contaminanti, applicato alla  $j$ -esima sostanza disciolta in acqua, può essere scritto nella forma:

$$\frac{\partial(AC_j)}{\partial t} + \frac{\partial(VC_j)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + A \left\{ \sum_{k=1}^{N_c} [-K_{j,k} (C_j - C_{e_{j,k}})] + S_j \right\} \quad 10-7$$

dove il significato degli ulteriori simboli introdotti è il seguente:  
 $C_j = C_j(x,t)$  = valore mediato, nella sezione trasversale, della concentrazione della  $j$ -

esima sostanza disciolta ( $j = 1, 2, \dots, N_c$ );  $D$  = coefficiente di dispersione longitudinale;  $S_j = S_j(x, t)$  = generico termine pozzo-sorgente;  $K_{j,k} = K_{j,k}(x, t)$  = coefficiente di interazione tra le sostanze disciolte contraddistinte dai pedici  $j$  e  $k$ , e/o (nel caso  $j=k$ ) tasso di decadimento della sostanza  $j$ -esima;  $C_{e_{j,k}}$  = concentrazione di equilibrio del costituente  $j$  in presenza del costituente  $k$ . In condizioni di moto permanente, l'equazione (7) diviene:

$$\frac{\partial C_j}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial (AVC_j)}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + \left\{ \sum_{k=1}^{N_c} [-K_{j,k} (C_j - C_{e_{j,k}})] + S_j \right\} \quad 10-8$$

Considerando un sistema di riferimento mobile, con velocità pari, in ogni punto ed in ogni istante, a quella media della corrente, e considerando solo costituenti conservativi, l'equazione (9-8) diventa:

$$\frac{\partial C_j}{\partial t} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD \frac{\partial C_j}{\partial x} \right) + S_j \quad 10-9$$

Il sistema di equazioni (9), opportunamente discretizzato (con l'utilizzazione di derivate centrali) al fine di ridurre l'introduzione, ex novo, di fenomeni di dispersione numerica, è quello che, effettivamente, viene risolto, in ciascuno degli intervalli temporali di calcolo dei parametri di qualità,  $\Delta t_{qual.}$  ( $\Delta t_{qual.} \leq \Delta t_{idr.}$ ), in cui l'intervallo temporale di calcolo idraulico è stato preventivamente suddiviso.

Nello specifico sono stati sviluppati due varianti del modulo di qualità che si contraddistinguono dalla tecnica di suddivisione in volumi del corso d'acqua. Un primo metodo, chiamato QualSim-FSN ricerca in maniera iterativa il  $\Delta t_{qual.}$  che ottimizza al meglio le due condizioni di

- 1) volumi tra loro uguali;
- 2) ogni volume deve soddisfare, a meno di un errore molto piccolo ( $\varepsilon \approx 0.01$ ) la condizione di Courant;

Il secondo metodo, QualSim-FSN2 si basa solo sul soddisfacimento della condizione di Courant. Questa versione del modulo di qualità nasce dall'esigenza di poter mettere a confronto l'algoritmo sviluppato con il ben noto BLTM (di cui si parlerà in seguito) che si basa, appunto, solo sulla Condizione di Courant. Vengono ora illustrati entrambi i metodi, tuttavia in seguito si adotterà la sola versione prima che verrà indicata per semplicità semplicemente QualSim-FSN.

### 10.1.3. QualSim-FSN1

Viene ora illustrato l'algoritmo iterativo adottato per la suddivisione di ciascuno dei rami della rete idrografica o artificiale in celle di ugual volume (con volume di norma variabile da ramo a ramo) e caratterizzate da una velocità media atta a soddisfare, almeno approssimativamente, la condizione di Courant, necessaria per l'applicazione di una tecnica lagrangiana adottato in QualSim-FSN1. In tali circostanze, infatti, indipendentemente dal punto della rete in cui vengono a ritrovarsi all'inizio dell'intervallo di calcolo, tutte le celle avranno la proprietà di potersi spostare, nel verso della corrente, di una singola posizione, preventivamente individuata sulla base dei ragionamenti di seguito illustrati. La procedura iterativa adottata è la seguente:

1. Partendo dai risultati forniti dal modulo idraulico, è possibile calcolare, per ogni intervallo di durata delle portate, per il generico ramo della rete ( $ramo=1,2,...,N_{rami}$ ), il volume idrico compreso tra la superficie del pelo libero e il contorno:  $W_{TOTramo}$ . Il tempo che tale volume impiega per abbandonare completamente il ramo,  $t_{percorrenza,ramo}$  sarà dato dal rapporto tra  $W_{TOTramo}$  e la portata transitante nel ramo  $Q_{ramo}$ . Tra i vari tempi di percorrenza stimati, viene individuato quello più piccolo:

$$t_{\min imopercorrenza} = \min_{1 \leq ramo \leq N_{rami}} \{t_{percorrenza,ramo}\} = \min_{1 \leq ramo \leq N_{rami}} \left\{ \frac{W_{TOTramo}}{Q_{ramo}} \right\}$$

10-10

$$t_{\min imopercorrenza} = \min_{1 \leq ramo \leq N_{rami}} \{t_{percorrenza,ramo}\} = \min_{1 \leq ramo \leq N_{rami}} \left\{ \frac{W_{TOTramo}}{Q_{ramo}} \right\}$$

10-11

2. Si considera come primo valore di tentativo,  $\Delta t'_{qual.}$ , dell'intervallo temporale da utilizzare per i calcoli di qualità,  $\Delta t_{qual.}$ , il valore di  $t_{\min imopercorrenza}$ ; tale valore sarà iterativamente ridotto fino al completo soddisfacimento, da parte di tutte le celle che vengono a essere individuate nei vari rami, della condizione di Courant (a meno di una tolleranza prefissata);
3. Fissato, quindi, il valore di primo tentativo del  $\Delta t_{qual.}$ ,  $\Delta t'_{qual.}$ , è possibile, dividendo il tempo di percorrenza di ogni ramo per il valore di  $\Delta t'_{qual.}$ ,

calcolare il valore di primo tentativo,  $N'_{sudd.,ramo}$ , del numero di suddivisioni di ogni ramo,  $N_{sudd.,ramo}$

$$N'_{sudd.,ramo} = \text{int} \left( \frac{t_{percorrenza,ramo}}{\Delta t'_{qual.}} \right) + 1$$

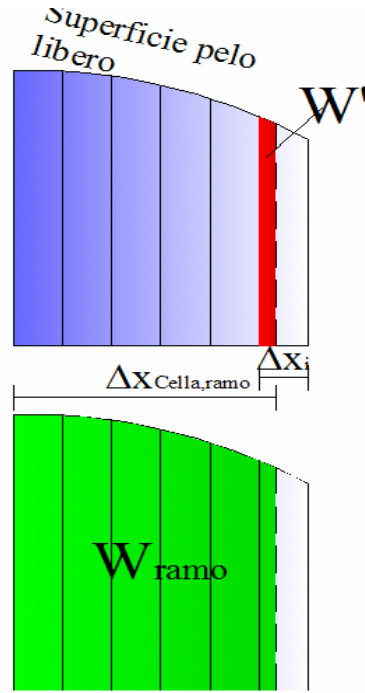
**10-12**

4. Con tale valore di tentativo del numero di suddivisioni da effettuare per ciascun ramo della rete, si individua, sempre per ciascun ramo del sistema, il valore di primo tentativo,  $W'_{ramo}$ , del volume  $W_{ramo}$  che le varie celle appartenenti al generico ramo dovranno possedere

$$W'_{ramo} = \frac{W_{TOTramo}}{N'_{sudd.,ramo}}$$

**10-13**

5. Dopodichè, a partire dalla conoscenza, molto approfondita, del profilo di corrente e dei volumetti di acqua ricadenti in ciascun intervallo spaziale preso a riferimento nei calcoli idraulici (consentita proprio dalla particolare tecnica utilizzata, basata sui Volumi Finiti), è possibile, procedendo dalla sezione di monte e sommando via via i volumetti elementari (idraulici) fino ad individuare il valore di primo tentativo,  $\Delta x'_{Cella,ramo}$ , della lunghezza della generica cella del generico ramo,  $\Delta x_{Cella,ramo}$ . A tale scopo, avvalendosi della preventiva suddivisione della corrente in un numero in generale molto elevato di volumetti (finiti), è possibile, inizialmente, approssimare per difetto il volume  $W'_{ramo}$  della cella in esame, sommando semplicemente i volumetti che vengono a ricadere tra la sezione iniziale e finale della cella. In tal modo, sommando le lunghezze dei singoli volumetti idraulici, si ottiene anche una prima stima, per difetto, della lunghezza della cella  $i$ -esima. Dopodiché, la differenza tra il valore  $W'_{ramo}$  e il valore approssimato testè dedotto viene presa a riferimento per la valutazione dell'aliquota dell'ulteriore volumetto (di valle) da aggiungere al valore inizialmente individuato. A questo punto, utilizzando una tecnica di interpolazione parabolica tra i valori locali delle sezioni idriche medie ottenute mediante il modulo idraulico, tale differenza di volumi viene aggiunta al volumetto approssimato precedentemente trovato, individuando, per tentativi, l'ulteriore aliquota della lunghezza complessiva della cella.



**Figura 10-1** Determinazione della lunghezza della cella.

6. A questo punto, risulta possibile:

A) individuare un valore di primo tentativo,  $A'_{Cella, ramo}$ , della sezione idrica media

$A_{Cella, ramo}$  della cella, in base al rapporto

$$A'_{Cella, ramo} = \frac{W'_{ramo}}{\Delta x'_{Cella, ramo}} \quad 10-14$$

B) individuare un valore di primo tentativo,  $V'_{Cella, ramo}$ , della velocità media di

portata  $V_{Cella, ramo}$  relativa alla cella, in base al rapporto

$$V'_{Cella, ramo} = \frac{Q_{ramo}}{A'_{Cella, ramo}} \quad 10-15$$

C) verificare il soddisfacimento, almeno in via approssimata, della condizione di Courant, in base alla quale

$$\forall_{Cella}, \forall_{ramo} \quad \Delta t'_{qual.} = \frac{\Delta x'_{Cella, ramo}}{V'_{Cella, ramo}} \quad 10-16$$

e, quindi, della condizione

$$\forall_{Cella}, \forall_{ramo} \quad \left| V'_{Cella, ramo} \frac{\Delta t'_{qual.}}{\Delta x'_{Cella, ramo}} - 1 \right| \leq \varepsilon \quad 10-17$$

con  $\varepsilon$  piccolo a piacere;



7. Nel caso in cui, per una o più celle, la condizione (16) non fosse soddisfatta, si potrebbe ridurre di poco il valore di tentativo del  $\Delta t_{qual.}$ , ponendo, ad esempio

$$\Delta t_{qual.}'' = \Delta t_{qual.}' / 1.001 \quad \mathbf{10-18}$$

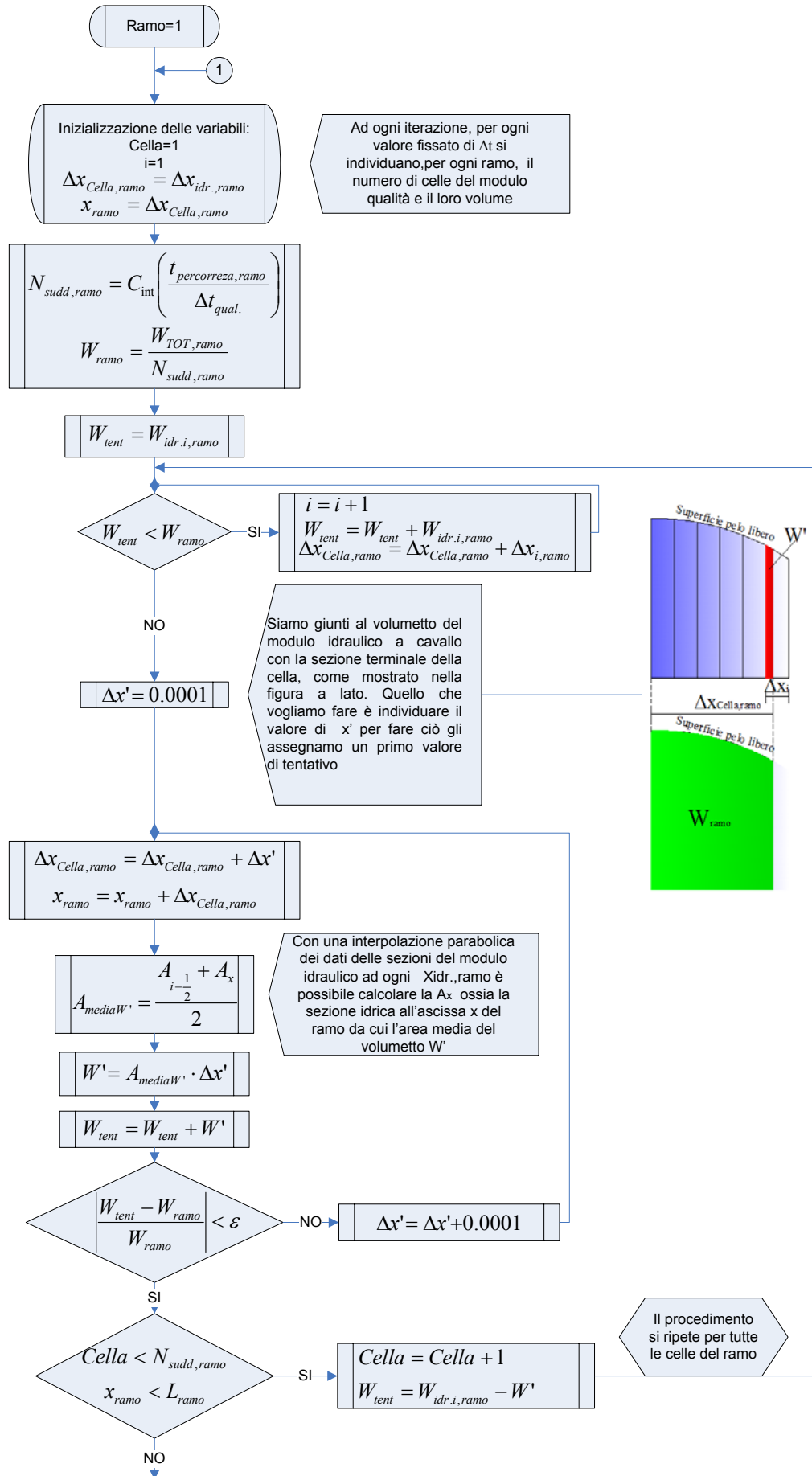
8. A questo punto, la procedura illustrata viene reiterata, a partire dal punto 4.
9. Qualore, il valore di  $\varepsilon$  scelto non fosse mai soddisfatto, allora il programma automaticamente andrà a scegliere il valore di  $\Delta t_{qual.}$  che, tra tutti quelli vagliati, soddisfa al meglio la condizione di Courant.

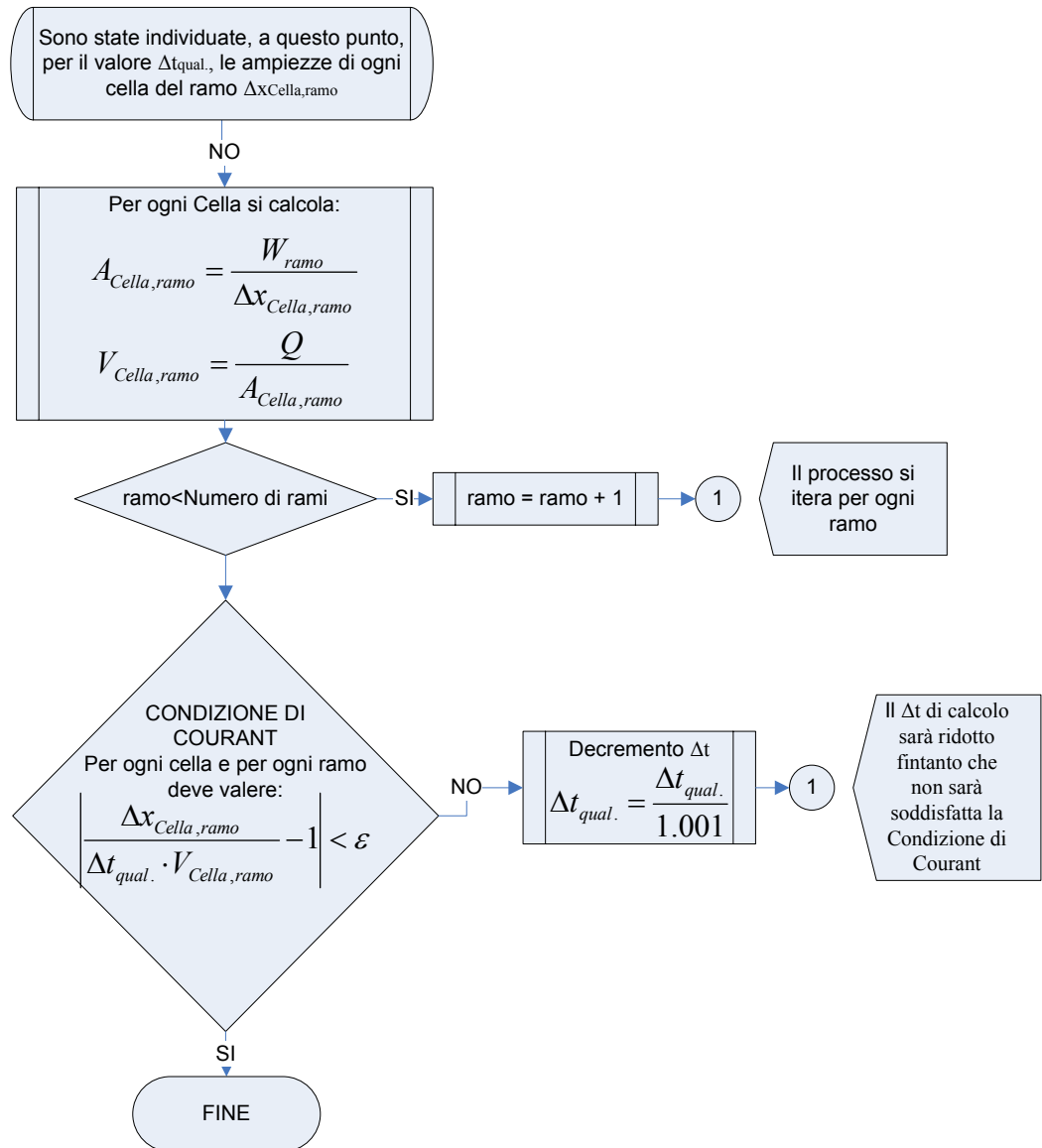
Una volta individuato l'intervallo temporale di calcolo da adottare ai fini del soddisfacimento (almeno in via approssimata) della condizione di Courant (condizione indispensabile per l'applicazione dell'approccio lagrangiano), l'approccio lagrangiano si va a sviluppare secondo le modalità qui di seguito descritte: 1) a partire dall'istante  $t$ , in un intervallo di tempo pari a  $\Delta t_{qual.}$ , in corrispondenza della sezione di monte del tratto è introdotta una nuova cella, di volume e concentrazioni note (essendo il volume immesso dato dal prodotto della portata in ingresso al tronco all'istante  $t$  per il valore dell'intervallo temporale di calcolo dei parametri di qualità,  $\Delta t_{qual.}$ , e le concentrazioni medie pari al rapporto tra le masse delle sostanze disciolte immesse nello stesso intervallo di tempo ed il volume in ingresso); 2) il volumetto di acqua introdotto nella sezione più a monte "spinge", nel verso del moto della corrente, quello precedentemente posizionato immediatamente a valle della sezione di ingresso, facendo in modo che questo si scosti di una distanza pari proprio al prodotto della velocità del tratto elementare interessato,  $V_1$ , per l'intervallo temporale di aggiornamento dei valori delle concentrazioni,  $\Delta t_{qual.}$ , andando ad occupare la posizione precedentemente occupata dalla seconda cella; 3) a sua volta, il volume di acqua (ivi incluse le sostanze disciolte) contenuto nella seconda cella, si sposterà verso valle, andando ad occupare la posizione precedentemente occupata dalla terza cella, e così via fino alla penultima cella. Al termine dell'intervallo temporale di calcolo, tutto il volume di acqua contenuto nell'ultima cella presente nel lato avrà attraversato, unitamente alle masse delle varie sostanze disciolte, la sezione terminale del lato stesso.

Una volta definita la nuova posizione assunta dalle celle all'istante di calcolo successivo, l'applicazione della (9-9) o della (9-8) (privata del termine convettivo) consente di valutare le variazioni delle concentrazioni dei vari contaminanti che si sviluppano, all'interno di ciascuna cella, per effetto dei fenomeni di dispersione e delle

reazioni. A proposito dei fenomeni dispersivi, appare comunque opportuno evidenziare che, mentre in talune circostanze la loro notevole entità risulta tale da rendere, di fatto, poco utile ricorrere agli affinamenti indotti dall'utilizzazione dell'approccio lagrangiano precedentemente illustrato, in altre circostanze (Gandolfi ed al. 2001), poiché i fenomeni dispersivi appaiono avere un peso alquanto più ridotto nella variazione delle concentrazioni dei contaminanti, appare oltremodo opportuna l'utilizzazione di approcci in grado di impedire l'introduzione di dispersioni numeriche che, oltre a "nascondere" i reali fenomeni dispersivi, potrebbero anche inficiare i risultati conseguiti.

Il precedente algoritmo può essere riassunto nel seguente diagramma di flusso:





**Figura 10-2** Diagramma di Flusso del Programma QualSim-FSN

Se dopo un certo numero di iterazioni non si è individuata una soluzione che soddisfi la Condizione di Courant per il valore di  $\epsilon$  scelto, allora l'algoritmo automaticamente andrà a scegliere la soluzione ottimale tra tutte quelle vagliate, così come spiegato nel seguente diagramma di flusso semplificato.

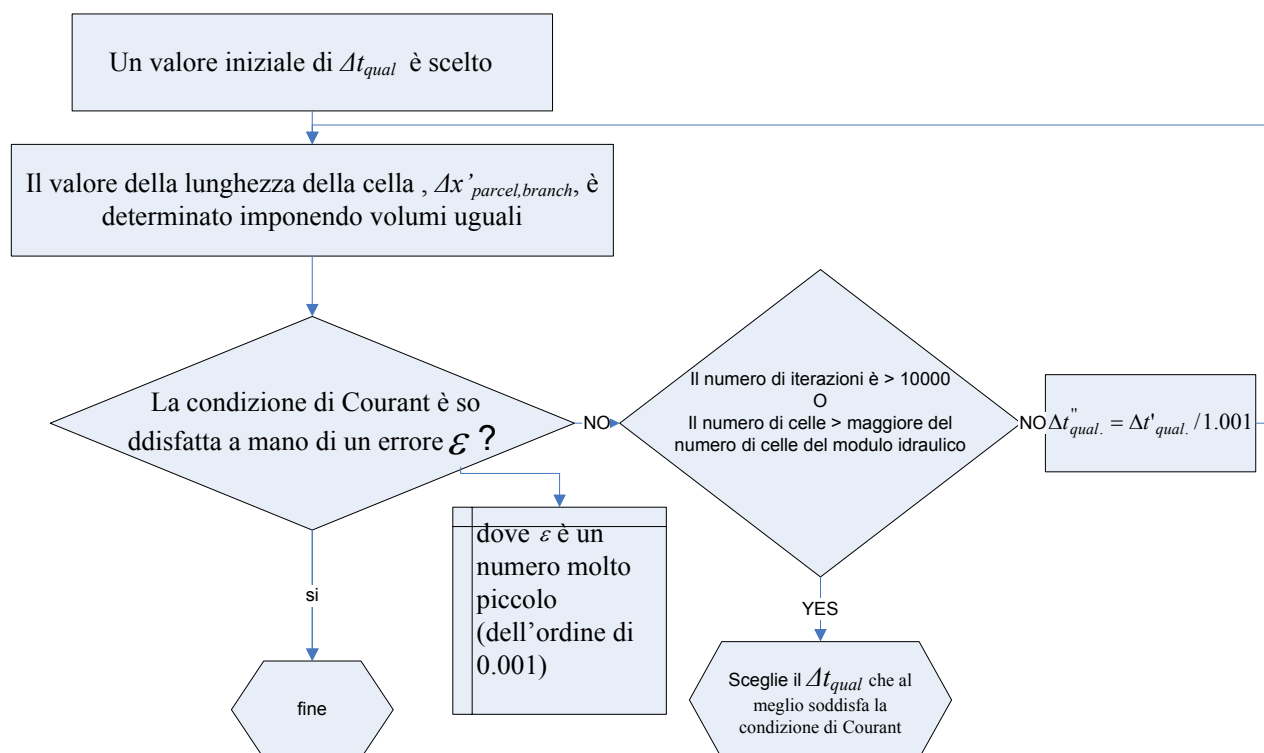


Figura 10-3 Diagramma di Flusso 2 del Programma QualSim-FSN

#### 10.1.4. QualSim\_FSN2

Il secondo modulo di qualità, basato ancora su un Approccio Lagrangiano e denominato QualSim-FSN2, individua la posizione delle celle imponendo unicamente la Condizione di Courant per correnti in moto permanente, in maniera del tutto analoga al modello BLTM.

La Condizione di Courant per correnti in moto permanente per ciascuna cella si traduce in:

$$\Delta x_{Cella} \cong V_{Cella} \cdot \Delta t_{qual}$$

10-19

dove  $\Delta x_{Cella}$  è la lunghezza della generica Cella,  $V_{Cella}$  è la velocità media nella Cella e  $\Delta t_{qual}$  è il time step del modulo di qualità per la simulazione.

La procedura adottata in questo caso è sintetizzata nella figura che segue:

1. Si fissa un valore di  $\Delta t_{qual}$ ;
2. Si calcola un primo valore di tentativo  $\Delta x_{parcel}$  della lunghezza della prima Cella come prodotto della velocità media della corrente nella prima sezione del corso d'acqua  $V_{Cella}$  con il  $\Delta t_{qual}$  :  $\Delta x'_{Cella} \cong V_{Cella} \cdot \Delta t_{qual}$

3. Calcolata la distanza  $\Delta x'_{Cella}$ , è possibile calcolare la velocità media finale della cella interpolando i risultati forniti dalle elaborazioni idrauliche;

4. Avendo calcolato la velocità sia all'inizio della Cella che alla fine, ne è possibile calcolare un valore medio  $V'_{Cella}$ ;

5. Il valore di  $\Delta x_{Cella}$  è ricalcolato come:

$$\Delta x''_{Cella} \cong V'_{Cella} \cdot \Delta t_{qual}$$

6. La velocità media alla fine della Cella viene ricalcolata;

7. La procedura viene ripetuta fintanto che non si riesce ad ottenere una variazione della velocità media della cella molto prossima a quella calcolata nell'iterazione precedente.

8. A questo punto la procedura viene ripetuta per le celle successive, partendo dal punto 1.

Calcolata la lunghezza di tutte le celle, la loro soma è confrontata con la lunghezza totale del canale. La differenza viene ridistribuita su tutte le celle in maniera proporzionale alla loro lunghezza.

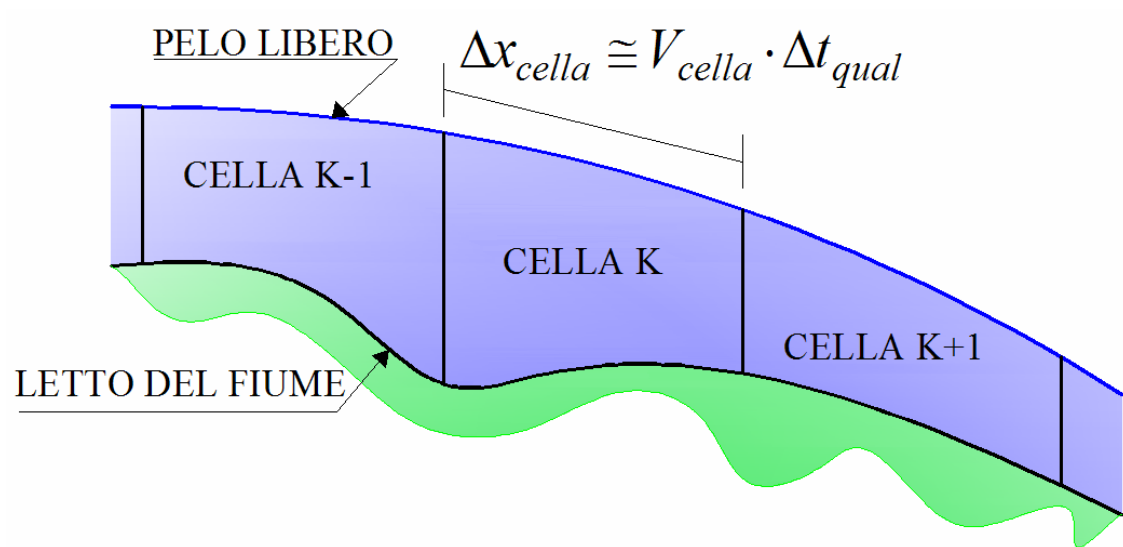


Figura 10-4

. Determinazione della lunghezza delle celle in QualSim-FSN2

### ***10.1.5. Propagazione del contaminante su media e lunga scala temporale***

Volendo simulare l'andamento delle concentrazioni per corsi d'acqua naturali anche di notevole estensione e grado di complessità, e per una scala temporale anche dell'ordine di giorni, settimane o mesi, si è prevista la necessità di dover portare in conto, seppure in modo semplice, la variabilità delle portate. Questo anche in considerazione del fatto che, come già accennato, la gran parte dei corsi d'acqua italiani, a causa della ridotta dimensione dei bacini sottesi, presentano notevoli oscillazioni di portata, con piene piuttosto rapide seguite da brevi periodi di morbida e lunghi periodi di magra. Ferma restando l'intenzione, da parte degli scriventi, di estendere anche al caso di corsi d'acqua naturali l'approccio proposto in *Cozzolino et al.* (2005), valido anche nel caso di transitori idraulici particolarmente rapidi, l'ipotesi semplificativa adottata nel mettere a punto il modello di analisi proposto nel presente lavoro è stata quella di schematizzare la variabilità delle portate defluenti in alveo come una successione di moti permanenti. Nel passaggio tra due moti successivi, sorge, tuttavia, la necessità di riferire il profilo di concentrazione competente al moto  $r$ -esimo, nel suo istante finale, alle nuove celle competenti al moto  $(r+1)$ -esimo. Il profilo di concentrazione risultante da tale operazione sarà quello poi preso a riferimento, come condizione iniziale, nell'analisi dei fenomeni di propagazione dei contaminanti che andranno a svilupparsi durante la successiva condizione di moto permanente. Si vuole di seguito mostrare, brevemente, come, con riferimento ad uno qualsiasi dei rami della rete, si sia proceduto a tale ridistribuzione delle concentrazioni. Il ragionamento utilizzato si basa sul principio che, nel passaggio da un moto all'altro, sia conservata al meglio (a meno di una tolleranza  $\delta$ ), la massa delle varie sostanze disciolte presenti lungo il generico tronco alla fine dell'intervallo di calcolo per cui si sono considerate costanti le condizioni di moto. In generale, la massa del  $j$ -esimo contaminante presente nella generica cella del generico ramo,  $(m_j)_{Cella, ramo}$ , ad un generico istante  $t$ , può essere espressa come il prodotto della concentrazione  $(C_j)_{Cella, ramo}$  per il volume  $W_{ramo}$  della cella:

$$(m_j)_{Cella, ramo} = (C_j)_{Cella, ramo} W_{ramo}$$



Con le notazioni già introdotte, la massa complessiva della  $j$ -esima sostanza presente nel generico ramo,  $(M_j)_{\text{ramo}}$ , può essere valutata come:

$$(M_j)_{\text{ramo}} = \sum_{\text{Cella}=1}^{N_{\text{qual,ramo}}} (m_j)_{\text{Cella,ramo}} = \sum_{\text{Cella}=1}^{N_{\text{qual,ramo}}} [(C_j)_{\text{Cella,ramo}} \cdot W_{\text{ramo}}]$$

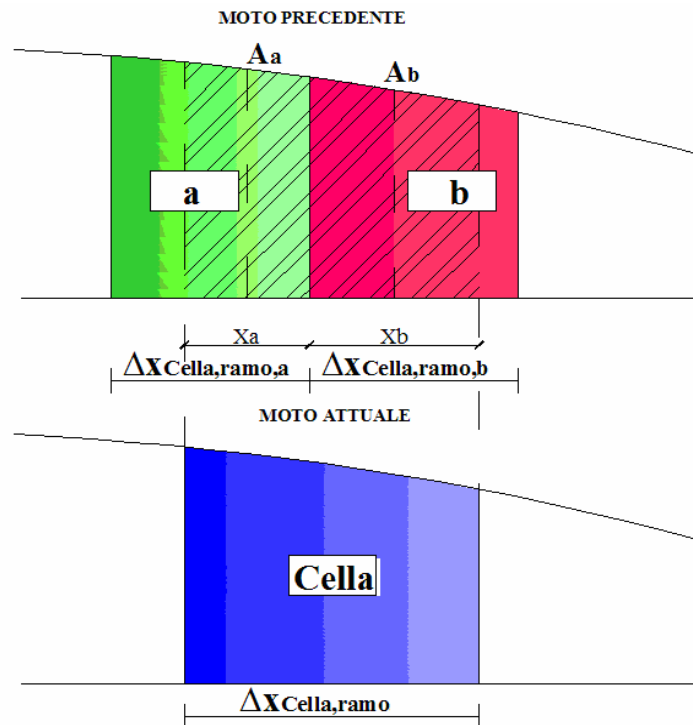
**10-21**

Avendo ipotizzato che i volumi tra le singole celle siano uguali, è lecito portare fuori dal segno di sommatoria il volume  $W_{\text{ramo}}$ .

$$(M_j)_{\text{ramo}} = \sum_{\text{Cella}=1}^{N_{\text{qual,ramo}}} (m_j)_{\text{Cella,ramo}} = W_{\text{ramo}} \cdot \sum_{\text{Cella}=1}^{N_{\text{qual,ramo}}} (C_j)_{\text{Cella,ramo}}$$

**10-22**

Con l'obiettivo di preservare, all'atto del passaggio tra  $r$ -esima e  $(r+1)$ -esima condizione di moto, la massa di contaminante contenuta nell'intero tronco del sistema, si provvede ad individuare, relativamente alla  $(r+1)$ -esima condizione di moto, l'ascissa iniziale e finale di ogni cella, e si va quindi a calcolare la massa di contaminante compresa tra quelle ascisse alla fine dell'intervallo di calcolo immediatamente precedente. Tale massa è quella poi assegnata alla cella in esame. Il modo di procedere è di seguito mostrato con l'aiuto di un disegno esemplificativo (Figura 3):



**Figura 10-5.** Trasferimento massa contaminante tra le celle in corrispondenza di un cambio di portata.

La nuova concentrazione da assegnare alla Cella è data dal rapporto tra la massa contenuta nella porzione di spazio tratteggiata in Figura 10-5 e il volume della cella stessa, ossia:

$$C_{Cella} = \frac{(C_a x_a A_a) + (C_b x_b A_b)}{W_{ramo}}$$

**10-23**

nella quale le aree  $A_a$  e  $A_b$  sono ottenute attraverso un'interpolazione parabolica delle sezioni fornite dal modulo idraulico.

## ***10.2. TEST NUMERICI EFFETTUATI***

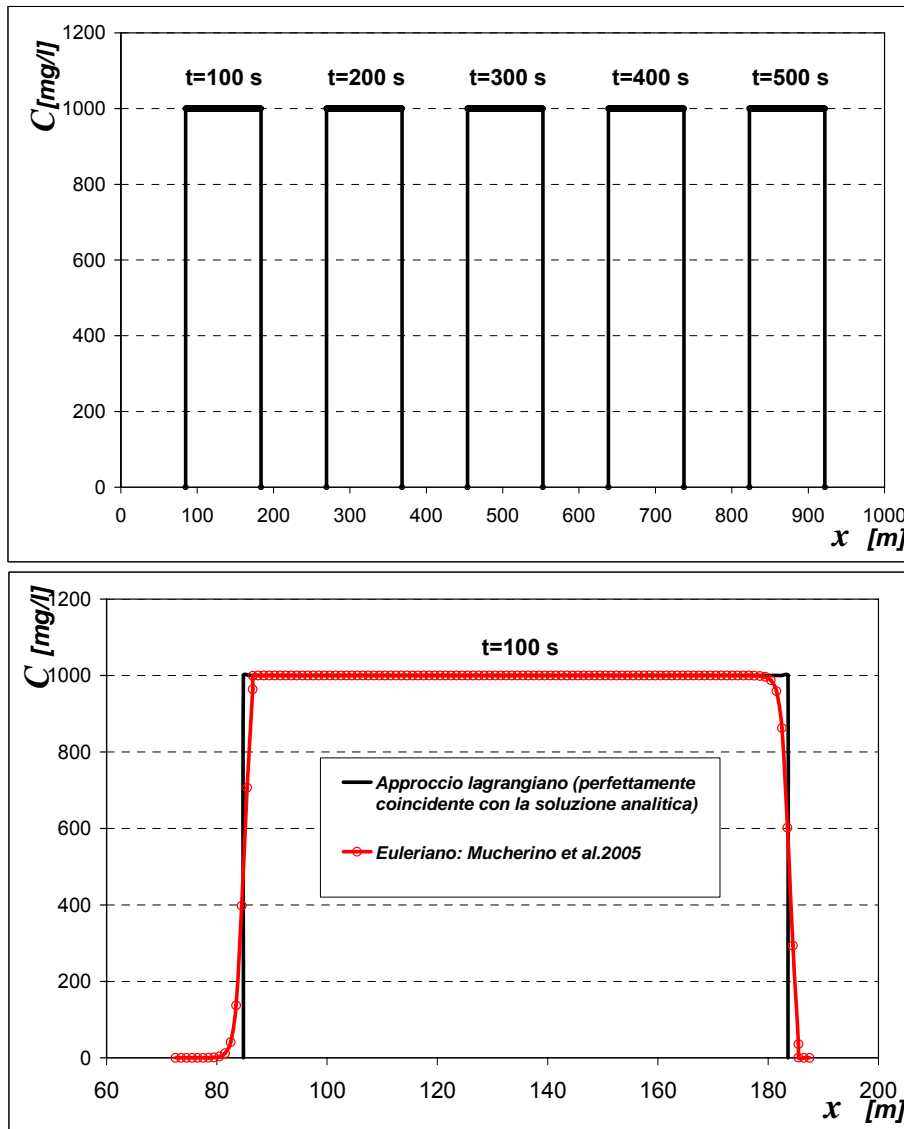
Di seguito, vengono presentati i risultati di una serie di applicazioni del modello proposto e in particolare del modello QualSim-FSN 1 (il modello QualSim-FSN2 verrà applicato nel prossimo capitolo), volti a dimostrare la sua capacità sia di riprodurre, molto accuratamente, i profili di concentrazione attesi (Test n.1 e Test n.2), sia di essere utilizzato per lo studio di corsi d'acqua caratterizzati da geometrie molto variabili lungo il percorso (Test n.3) o caratterizzati da portata variabile nel tempo e presenza di risalti (Test n.4).

### ***10.2.1. Test n. 1: convezione pura, conseguente ad un'immissione, di forma rettangolare, di una sostanza conservativa che la corrente può convogliare in soluzione***

Il primo test che viene presentato fa riferimento a un canale ideale, di pendenza pari a 0.01 m/m, caratterizzato da un valore del coefficiente di Strickler pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , da una lunghezza pari a 1000 m, e da una larghezza pari a 1 m. Nel canale si considerano stabilite condizioni di moto stazionario ed uniforme, con portata pari a  $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , cui corrispondono un tirante di 0.323 m e una velocità di 1.857 m/s. Il canale è discretizzato suddividendolo in  $N_{qual.}=1000$  volumi di controllo, equispaziati, di lunghezza  $\Delta x_i = \text{costante} = 1 \text{ m}$ . Al tempo  $t = 0$ , l'acqua defluente nel canale risulta completamente priva di sostanze disciolte. A partire da tale istante, in corrispondenza della sezione di monte del canale ( $x=0$ ) si attua una brusca immissione di una sostanza conservativa, che permane inalterata per un prefissato periodo di tempo, per poi, improvvisamente, avere termine. Più in particolare, si ipotizza che la concentrazione

massica del costituente in ingresso sia caratterizzata dal seguente andamento:  $C(0,0)=1000 \text{ mg/l}$ ;  $C(0,54\text{s})=1000 \text{ mg/l}$ ;  $C(0,t)=0 \text{ mg/l}$ .

In assenza di dispersione, la soluzione del problema è data, ovviamente, da una semplice traslazione del profilo rettangolare di concentrazione, con velocità costante e pari a quella del fluido ambiente.



**Figura 10-6.** Propagazione convettiva di un contaminante conservativo in un canale rettangolare (primo grafico) e confronto tra la soluzione ottenuta con l'approccio proposto (perfettamente coincidente con la soluzione analitica) e la soluzione proposta da *Mucherino et al.(2005)*, derivante da una modellazione accoppiata volumi finiti-euleriano precisi al secondo ordine nello spazio e nel tempo, per  $t=100\text{s}$  (secondo grafico).

Nel primo grafico della Figura 10-6 viene mostrato l'andamento longitudinale delle concentrazioni per gli istanti  $t = 100 \text{ s}$ ,  $t = 200 \text{ s}$ ,  $t = 300 \text{ s}$ ,  $t = 400 \text{ s}$ ,  $t = 500\text{s}$ . L'esempio mostra come l'approccio lagrangiano sia in grado di propagare, senza dispersioni numeriche, fronti ripidi di concentrazione. Nel secondo grafico di Figura

10-6 è, invece, riportato il confronto, con riferimento all'istante temporale  $t = 100$  s, tra i risultati ottenuti con l'approccio lagrangiano qui proposto con quelli relativi ad un approccio euleriano (Mucherino *et al.*, 2005). Dall'esame di tale grafico si può facilmente osservare come l'approccio lagrangiano sia in grado di conseguire soluzioni caratterizzate da livelli di accuratezza molto più elevati di quelli raggiungibili con un approccio euleriano, seppure accoppiato con un modello ai volumi finiti e costruito in modo da conseguire soluzioni precise al secondo ordine nello spazio e nel tempo.

***10.2.2. Test n. 2: convezione pura, conseguente alla iniziale presenza, all'interno di un canale rettangolare prismatico, di una sostanza conservativa, caratterizzata da una legge di distribuzione longitudinale delle concentrazioni di tipo gaussiana***

Il secondo test fa riferimento alle stesse condizioni idrauliche e geometriche del caso precedente. Nel canale è ipotizzata l'iniziale presenza, in soluzione, di una sostanza conservativa, il cui profilo longitudinale di concentrazione, rappresentato nella Figura 2, è di tipo gaussiano, definito dall'equazione  $C(x,0) = 3 \exp[-(x - x_0)^2 / 2\sigma^2]$ . La posizione del baricentro del profilo è a  $x_0 = 149.5$  m, mentre la sua varianza è  $\sigma^2 = 300$  m<sup>2</sup>. Come può osservarsi dalla Figura 2, i risultati forniti dal modello sono, anche in questa circostanza, del tutto aderenti alla soluzione analitica fornita da Fisher *et al.* (1979). Inoltre, la loro attendibilità appare del tutto paragonabile a quella dei risultati ottenuti da Mucherino *et al.* (2005) con un modello euleriano.

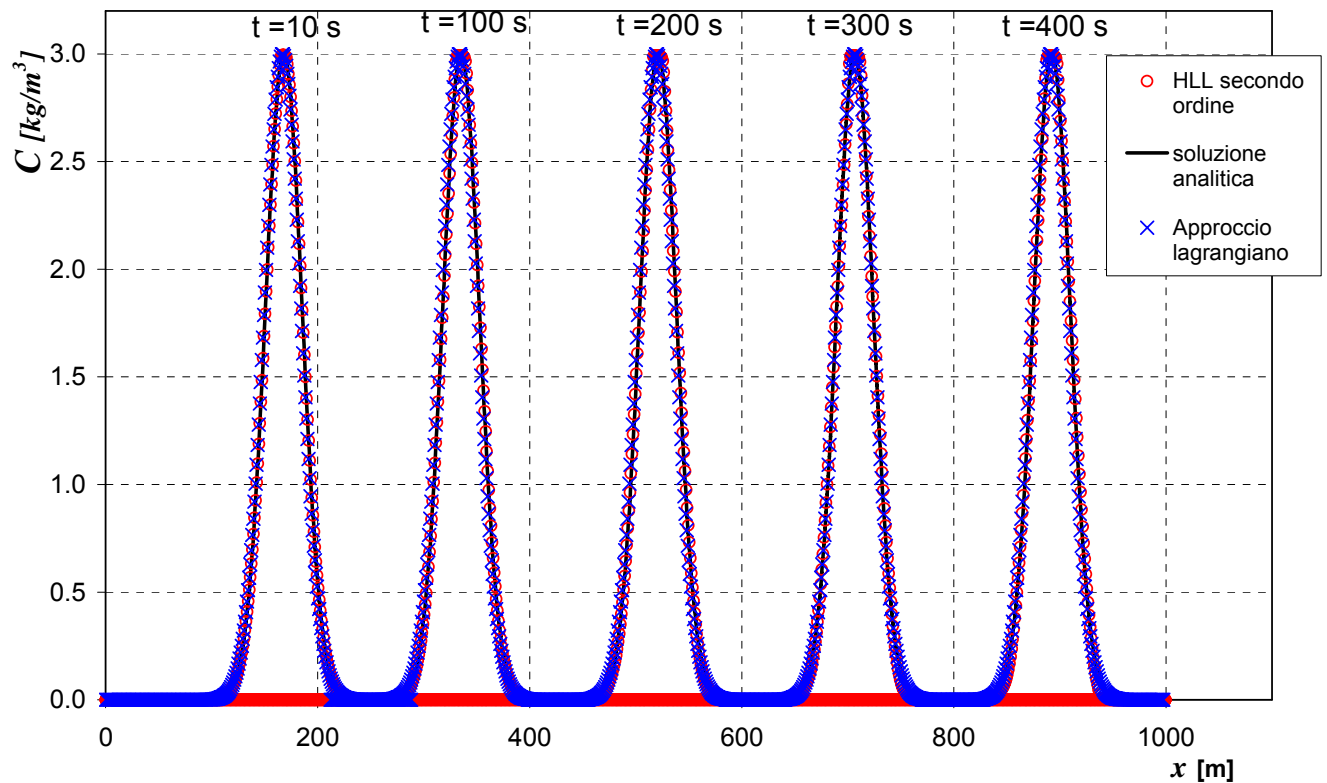
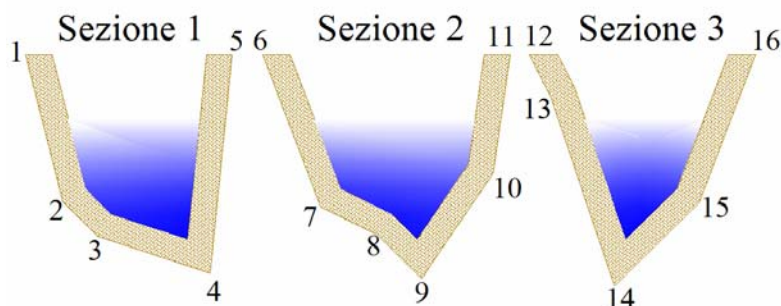


Figura 10-7 Propagazione convettiva di un contaminante immesso con legge gaussiana.

**10.2.3. Test n. 3: verifica della capacità del modello di portare in conto, anche nel caso di canali non prismatici disposti in serie, sia fenomeni convettivi che dispersivi.**

Si considerano due tronchi d'alveo non prismatici, disposti in serie, entrambi di lunghezza  $L = 500$  m e di pendenza  $S_o = 0.002$  m/m. Il coefficiente di Strickler è assunto pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Il primo tratto ha, come sezione di monte, la Sezione 1, e, come sezione terminale, la Sezione 2; il secondo tratto ha, invece, come sezione di monte, la Sezione 2, e, come sezione di valle, la Sezione 3 (v. Figura 3). Le coordinate dei punti riportati in Figura 3 sono relative ad un sistema di assi cartesiani nel quale la  $x$  è l'ascissa progressiva, passante per i punti di impluvio delle sezioni (rispettivamente, i punti 4, 9 e 14), la  $z$  rappresenta la quota sul livello del mare di ogni punto e la  $y$  è la distanza relativa dei punti dall'asse  $z$  (v. Tabella 1).



**Figura 10-8** Sezioni del corso d'acqua.

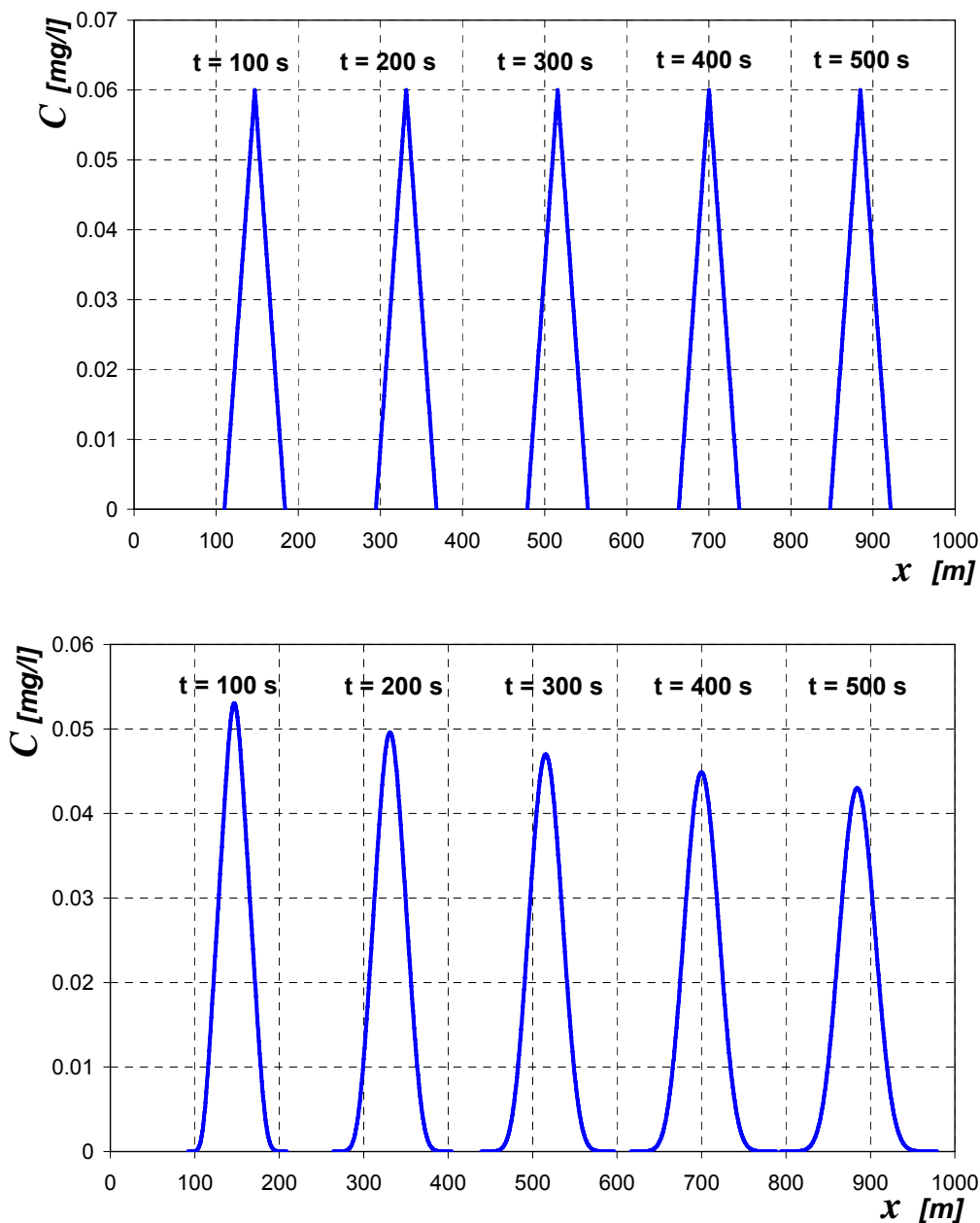
Nella tabella che segue sono riportate le coordinate  $x$ ,  $y$  e  $z$  dei vari punti delle sezioni.

	Sezione n.1					Sezione n.2						Sezione n.3				
Punto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$x$ (m)	0	0	0	0	0	500	500	500	500	500	500	1000	1000	1000	1000	1000
$y$ (m)	-7.2	-5.8	-4.4	0	0.9	-6.2	-4	-1.7	0	2.8	3.5	-3.4	-2.5	0	3.3	5.5
$z$ (m s.m.)	88.7	82.8	81.5	80	88.7	88.7	82.7	81.5	79.8	84	88.7	88.7	87	79.5	82.8	88.7

**Tabella 10-1** Coordinate dei punti riportati in figura 6.

La portata defluente lungo i due tratti d'alveo è pari a  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ . La condizione idraulica imposta al contorno di valle (sezione n.3) è quella di stato critico. Si ipotizza che, nella sezione di monte (sezione n.1), si verifichi un ingresso di una sostanza conservativa, con legge di variazione triangolare di estremi  $M(0,0)=0 \text{ mg/s}$ ;  $M(0,20)=300 \text{ mg/s}$ ;  $M(0,40)=0 \text{ mg/s}$ .

Dall'esame dei risultati riportati nel primo grafico della Figura 10-9, che fanno riferimento al caso in cui si siano portati in conto solo i fenomeni convettivi, può osservarsi come, nel caso di convezione pura, il modello proposto sia in grado, anche nel caso di canali non prismatici disposti in serie, di propagare fronti ripidi di contaminante senza incorrere in problemi di dispersione numerica.



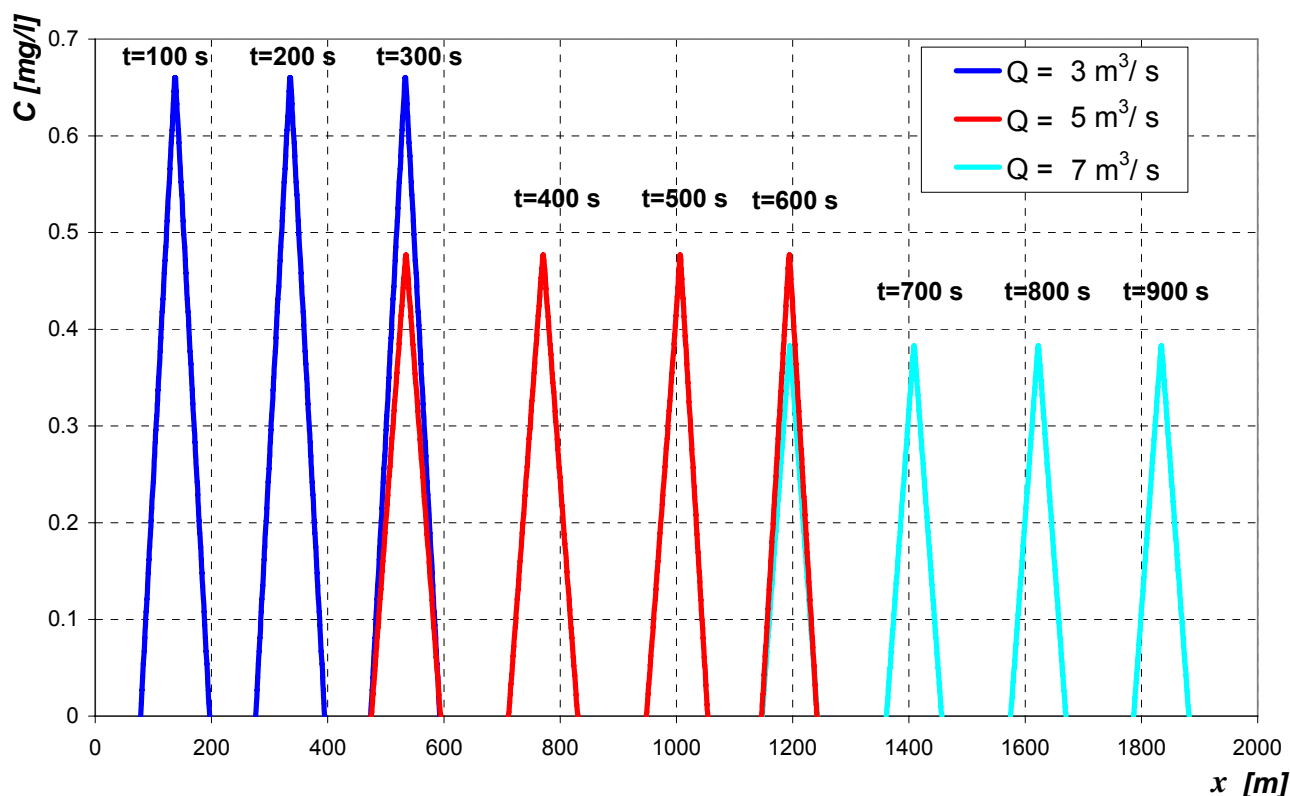
**Figura 10-9** Propagazione del contaminante in ipotesi di pura convezione (prima Figura) e modalità di propagazione del contaminante per effetto dell'azione combinata di fenomeni convettivi e dispersivi (seconda Figura).

Dall'esame dei risultati riportati nel secondo grafico di Figura 10-9, che fanno invece riferimento al caso in cui si siano portati in conto, oltre ai fenomeni convettivi, anche effetti dispersivi (avendo assunto  $D = 0.15 \text{ m}^2/\text{s}$ ), può osservarsi come, in conseguenza di questi ultimi, il profilo di concentrazione del contaminante non trasli più parallelamente a se stesso, ma subisca, come era da attendersi, un processo di progressivo appiattimento e allargamento, assolutamente tipico di effetti dispersivi e/o diffusivi.

**10.2.4. Test n. 4: convezione pura, conseguente ad un'immissione, di forma triangolare, di una sostanza conservativa in una successione di canali interessati da portate variabili nel tempo.**

La terza simulazione è stata effettuata con riferimento ad una successione di tre canali di lunghezza  $L = 1000$  m ognuno e di pendenza  $S_0$  rispettivamente pari a 0.008 m/m, 0.004 m/m e 0.003 m/m. Il numero di celle considerato per il modulo di qualità è  $N_{qual.} = 1500$ . I canali considerati sono prismatici, a sezione trapezia, con la falda in sinistra idraulica inclinata di  $30^\circ$  rispetto alla verticale e quella in destra idraulica di  $45^\circ$ . Il coefficiente di Strickler è assunto pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Le portate defluenti nei tre canali sono identiche, ma sono assunte variabili nel tempo con la seguente legge: per  $0 < t \leq 300 \text{ s}$ ,  $\rightarrow (AV)_1 = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ; per  $300 < t \leq 600 \text{ s}$ ,  $\rightarrow (AV)_2 = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ; per  $600 < t \leq 900 \text{ s}$ ,  $\rightarrow (AV)_3 = 7.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Come condizione al contorno per i tre moti permanenti si sono assunte, in corrispondenza della sezione più a valle, condizioni di stato critico. Dai risultati ottenuti si è avuto modo di osservare che, per tutte e tre le portate, si verifica un risalto idraulico nella sezione a cavallo tra il secondo e il terzo canale, dove, in conseguenza della diminuzione della pendenza di fondo, avviene il passaggio da alveo a forte pendenza ad alveo a debole pendenza. Allo scopo di mostrare, anche in un caso piuttosto articolato quale quello in esame, in cui si verifica anche la formazione di un risalto idraulico, la correttezza dei risultati che possono essere ottenuti con il modello proposto, si ipotizza che, nella sezione più a monte, si realizzi l'immissione di una sostanza conservativa, con una legge triangolare caratterizzata dai seguenti estremi  $M(0,0) = 0 \text{ mg/s}$ ;  $M(0,30\text{s}) = 2000 \text{ mg/s}$ ;  $M(0,60\text{s}) = 0 \text{ mg/s}$ . Come è possibile evincere dalla Figura 8, nella quale sono sintetizzati i risultati ottenuti con l'ausilio del modulo di qualità basato sull'approccio lagrangiano, con la metodologia proposta è possibile, anche in corrispondenza di brusche variazioni di portata, ottenere distribuzioni di contaminante pienamente consistenti con la necessità di mantenere inalterata la massa di contaminante complessivamente disciolta nel corso d'acqua naturale, e tali da riprodurre fedelmente i fenomeni convettivi legati alla propagazione del contaminante.





**Figura 10-10 Propagazione convettiva di un contaminante immesso con legge triangolare e portata variabile.**

Più in particolare, dall'esame della suddetta figura, può osservarsi che, fino all'istante  $t = 300$  s (in corrispondenza del quale la portata immessa varia da  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), il fronte ripido viaggia, così come era da attendersi, senza attenuazioni e perdita di massa (con un errore pari allo 0.003%). A questo punto, poiché la massa complessiva del contaminante presente nei canali non deve variare, incrementandosi la portata da 3 a  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , non può che verificarsi una repentina diluizione della sostanza disciolta, per effetto della quale il suo valore di concentrazione in ogni cella diminuisce. Il nuovo profilo di concentrazione diviene, a partire dall'istante  $t = 300$  s, la condizione iniziale cui il codice di calcolo fa riferimento per i calcoli relativi al secondo intervallo temporale, che tengono conto, a loro volta, delle variazioni di velocità e sezioni idriche intervenute a causa dell'incremento della portata liquida defluente nel sistema. Tale nuova distribuzione triangolare continua a viaggiare indisturbata, seppure con celerità diversa da quanto osservabile nel corso dei primi 300 s, fino all'istante  $t = 600$  s, in corrispondenza del quale, cambiando nuovamente la portata, si verifica un fenomeno di diluizione del tutto analogo a quello già descritto.

## ***11. Confronto con alcuni modelli disponibili in letteratura per la simulazione della propagazione di un contaminante***

Al fine di testare i risultati del modello numerico sviluppato con i programmi di qualità presenti in commercio sono stati presi in considerazione due dei più noti programmi disponibili:

- 1) Qual2K (che si basa su un approccio di tipo euleriano);
- 2) BLTM (che si basa su un approccio di tipo lagrangiano).

### ***11.1. Qual2K***

Uno dei programmi più conosciuti ed usati per la modellazione euleriana della qualità dell'acqua è Qual2K. Questo modello è stato sviluppato dall'Ente per la Salvaguardia dell'Ambiente degli Stati Uniti, l'U.S. Environmental Protection Agency (E.P.A.), dai Prof. Steve Chapra, Greg Pelletier e Hua Tao del Civil and Environmental Engineering Dept. della Tufts University, Medford, MA. (USA). Qual2K è l'ultimo di una lunga serie di versioni. Si ricordano le famose versioni Qual2E (Brown e Barnwell, 1987), Qual2 (Roesner ed altri, 1981) e Qual1 (TWDB, 1971).

Giunto nella sua versione K 2.04 è oggi disponibile gratuitamente in rete nel sito dell'E.P.A. all'indirizzo ( [www.epa.gov/athens/wwqtsc/html/qual2k.html](http://www.epa.gov/athens/wwqtsc/html/qual2k.html) ).

	A	B	C	D	E	F
1	<b>QUAL2K FORTRAN</b>					
2	<b>Stream Water Quality Model</b>					
3	<b>Steve Chapra, Hua Tao and Greg Pelletier</b>					
4	<b>Version 2.04</b>					
5						
6						
7	System ID:					
8	River name	Sugar River				
9	Saved file name	SR081704v2_4Dummy				
10	Directory where file saved	C:\q2kfortan2_04\datafiles				
11	Month	8				
12	Day	17				
13	Year	2004				
14	Time zone	Eastern				
15	Daylight savings time	Yes				
16	Calculation:					
17	Calculation step	0.0625 hours				
18	Final time	3 day				
19	Solution method (integration)	Euler				
20	Solution method (pH)	Bisection				
21	Program determined calc step	0.046875 hours				
22	Time of last calculation	0.16 minutes				
23	Time of sunrise	5.57 AM				
24	Time of solar noon	12.51 PM				
25	Time of sunset	7.45 PM				
26	Photoperiod	13.81 hours				

Open Old File

Run Fortran

Figura 11-1 Schermata iniziale programma Qual2K

L'approccio è quello euleriano e l'equazione fondamentale del trasporto viene risolta alle differenze finite. QUAL2K è un modello monodimensionale che considera condizioni idrauliche di moto permanente.

Il programma discretizza il sistema considerando il canale come una serie di *tratti* (reaches) aventi parametri idraulici costanti (sezione, materiale di rivestimento, ...).

È possibile inoltre inserire dei canali tributari, derivazioni o immissioni di portata, concentrate o distribuite, stramazzi e salti.

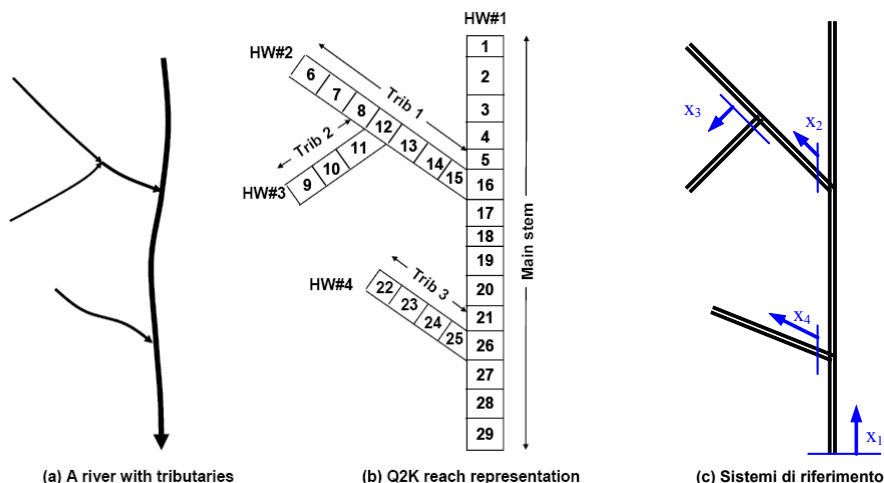
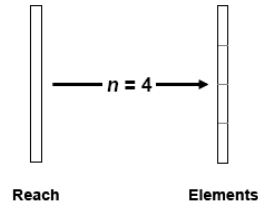


Figura 11-2 Discretizzazione di una rete con il programma Qual2K

Ogni tratto viene a sua volta suddiviso da Qual2K in una serie di *elementi* (elements) di uguale lunghezza.



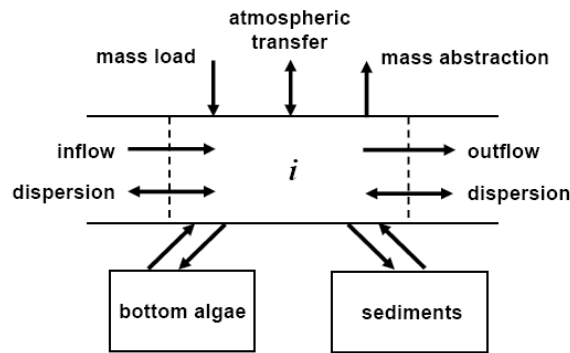
**Figura 11-3 Suddivisione dei tratti in elementi**

Il numero di elementi in cui è suddiviso il tratto è scelto a discrezione del compilatore in funzione dell'estensione del tratto e della qualità che si vuole ottenere nella simulazione. Esiste tuttavia un limite al numero degli elementi. Questi non possono essere di lunghezza minore dello spazio percorso dalla corrente nello step di calcolo. La lunghezza dell'elemento è quindi direttamente proporzionale alla velocità. Maggiore è la velocità, maggiore è la lunghezza minima.

Il programma esegue la simulazione facendo interagire il fluido del canale con l'ambiente esterno. Sono per questo motivo necessari al programma dati riguardanti sia il fluido che l'ambiente.

Per un generico costituente del fluido, Qual2K esegue un bilancio di massa per ogni elemento  $i$ -esimo in forma esplicita secondo la relazione:

$$\frac{dc_i}{dt} = \frac{Q_{i-1}}{V_i} c_{i-1} - \frac{Q_i}{V_i} c_i - \frac{Q_{out,i}}{V_i} c_i + \frac{E'_{i-1}}{V_i} (c_{i-1} - c_i) + \frac{E'_i}{V_i} (c_{i+1} - c_i) + \frac{W_i}{V_i} + S_i \quad 11-1$$



**Figura 11-4 Bilancio della massa di contaminante dell'elemento  $i$ -esimo**

Dove  $W_i = \sum_{j=1}^{psi} Q_{ps,i,j} c_{psi,j} + \sum_{j=1}^{npsi} Q_{nps,i,j} c_{npsi,j}$  è la somma delle immissioni,

concentrate e distribuite, del componente in esame;  $S_i$  è la fonte o la dispersione di costituente dovuta alle reazioni ed ai meccanismi di trasferimento di massa;  $E'_i$  è il coefficiente di dispersione;  $V_i$  è il volume dell'elemento  $i$ -esimo.

I vari parametri interagiscono in modo più o meno complesso tra loro.

Possono essere modellati diversi parametrici chimici e biologici, inclusi BOD, nitrogeno, solidi sospesi ecc. I processi fisico-chimici simulati dal modello includono cinetiche di qualità, equilibri chimici, convezione, dispersione. In input, richiede per ogni Dx in cui è suddiviso il corso d'acqua: Lunghezza del canale, quota, larghezza in superficie, pendenza, scabrezza; per ogni immissione di contaminante richiede la posizione, la portata e concentrazione della sostanza contaminante. Il programma è scritto in MS Windows Visual Basic, e Excel è usata come interfaccia grafica. Tutti gli input e output sono organizzati in una serie di tabelle di lavoro.

Un limite fondamentale del modello QUAL2K è che l'input di contaminante può avere una frequenza di un valore per ora. Questo non permette di simulare immissioni di contaminanti di tipo impulsivo o comunque in ingresso nel sistema in un lasso temporale inferiore all'ora. Per questa ragione, con il fine di poter confrontare i risultati del modello proposto con il programma Qual2K, tutte le simulazioni sono state effettuate imponendo tale limite alla legge di immissione del contaminante nel corso d'acqua.

Le equazioni del trasporto sono risolte con uno schema implicito alle differenze finite che comporta dispersioni numeriche e divergenza vicino la sezione terminale del sistema (Grenney et al., 1978). Per questo motivo i risultati ottenuti con Qual2K presentano dispersioni numeriche significative e perdita di massa di contaminante, nonostante il fatto che nelle simulazioni effettuate con Qual2K si è andati a scegliere quel valore di  $\Delta t_{\text{qual}}$  che risultasse ottimo per il soddisfacimento della condizione di Courant. Infatti, il modello Qual2K permette all'operatore di scegliere a piacere il  $\Delta t_{\text{qual}}$  di calcolo ottenendo una dispersione numerica tanto più spinta quanto più il valore di  $\Delta t_{\text{qual}}$  devia dal valore ottimale che soddisfa la Condizione di Courant. Infine, il modello fissa un valore di limite inferiore al  $\Delta t_{\text{qual}}$ :  $5.3 \text{ s} = 0.0147 \text{ h}$ .

## **11.2. BLTM**

BLTM è l'acronimo di *Branched Lagrangian Transport Model* ed è utilizzato per eseguire modellazioni della qualità dell'acqua con il metodo lagrangiano.

Questo modello è stato sviluppato dall'U.S. Geological Survey dal Dr. Harvey Jobson e altri a partire dalla seconda metà degli anni '80. Oggi vengono distribuite gratuitamente la versione ufficiale prelevabile dal sito dell'U.S.G.S. (<http://water.usgs.gov/software/bltm.html>) datata 04 novembre 1996, e una versione più

aggiornata datata 04 gennaio 2001, distribuita dal Dr. Harvey Jobson nel sito (<http://daflow.home.att.net/>).

Il programma di calcolo è stato compilato in linguaggio Fortran 77. L'U.S.G.S. mette a disposizione sia la versione compilata che i codici sorgente. La versione compilata viene rilasciata per funzionare sotto piattaforma UNIX. Il Dr. Jobson pubblica solo i codici sorgente mentre commercializza la versione compilata sotto qualsiasi piattaforma.

Per questo elaborato è stata utilizzata la versione più aggiornata messa a disposizione dal Dr. Jobson. La compilazione del programma non è stata comunque agevole dal momento che il linguaggio Fortran 77 viene considerato ormai obsoleto ed è attualmente, salvo applicazioni specifiche, in disuso.

In particolare, il software *BLTM* comprende un pacchetto di applicazioni. Ogni passo della modellazione è accompagnato da un programma specifico. I programmi principali sono essenzialmente due: *DAFLOW*, necessario per eseguire la modellazione idraulica del sistema, e *CBLTM*, per eseguire la modellazione qualitativa.

In un sistema di riferimento lagrangiano, l'equazione di continuità della massa è del tipo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left( E \cdot \frac{\partial C}{\partial \xi} \right) + S + \Phi + K \cdot (C - CR) \quad 11-2$$

Dove  $C$  è la concentrazione,  $t$  il tempo,  $E$  il coefficiente di dispersione longitudinale,  $K$  è l'aliquota di produzione del costituente,  $CR$  è la concentrazione di equilibrio,  $\Phi$  è l'aliquota di concentrazione dovuta a portate tributarie,  $S$  è la parte di produzione di concentrazione e  $\xi$  è la distanza in coordinate lagrangiane. In particolare  $\xi$  è espresso come:

$$\xi = x - x_0 - \int_{t_0}^t u dt \quad 11-3$$

Dove  $x$  è la distanza in coordinate euleriane (stazionarie) della particella al tempo  $t$ , e  $u$  è la velocità media della sezione.

La differenza tra questa equazione di continuità di massa e quella scritta in caso di riferimento euleriano risiede nella mancanza del termine convettivo e nella differente espressione di  $\xi$ .

La precedente equazione di continuità viene risolta per ogni costituente da simulare. Per l' $i$ -esimo costituente si ha:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left( E \cdot \frac{\partial C_i}{\partial \xi} \right) + S_i + \Phi_i + \sum_{n=1}^m K_{i,n} (C - CR_{i,n}) \quad 11-4$$

La sommatoria tiene conto delle interazioni tra i costituenti.  $K_{i,n}$  è un coefficiente che tiene conto della produzione del costituente  $i$ -esimo per la presenza del costituente  $n$ .

Integrando questa equazione per ogni intervallo di tempo  $\Delta t$  si ha:

$$C_i(t + \Delta t) = C_i(t) + \frac{\partial}{\partial \xi} \int_t^{t+\Delta t} E \cdot \frac{\partial C_i}{\partial \xi} dt + \int_t^{t+\Delta t} \Phi_i dt + \int_t^{t+\Delta t} \left[ S_i + \sum_{n=1}^m K_{i,n} (C - CR_{i,n}) \right] dt \quad 11-5$$

Come già specificato, a differenza del modello Qual2K, BLTM usa un approccio di tipo lagrangiano del tutto analogo a quello proposto da Jobson & Schoellhamer (1986a, 1986b, 1987). Il modulo idraulico è DAFLow, che è capace di simulare, mediante un approccio di tipo Preissmann per la discretizzazione delle derivate contenute nelle equazioni, correnti in moto vario in reti di canali monodimensionali con una geometria fissata e affluenti. Le cinetiche di reazione per più di 10 costituenti sono calcolate in una subroutine apposite. I dati richiesti in ingresso sono la portata, la sezione, la massima larghezza in superficie, la velocità ad ogni punto della griglia per ogni time step, condizioni iniziali di concentrazione di ogni costituente all'inizio dei tratti e in ogni tributario durante il time step.

Il modello BLTM è stato scritto in Fortran 77. Mentre il programma Qual2k è molto semplice nell'utilizzo, BLTM sembra molto più difficile nel SET UP. While QUAL2K is very easy to use, BLTM seems more difficult to set up. Come in QualSim-FSN2, il modello BLTM permette all'operatore di scegliere in maniera arbitraria il valore del time step. Tuttavia, come in QUAL2K, c'è un limite inferiore per il time step:  $7.2 \text{ s} = 0.002 \text{ h}$ .

Nel caso di propagazione di contaminanti di tipo conservative BLTM non mostra riduzione del picco di concentrazione. Tuttavia, c'è un significativo scostamento del picco di concentrazione rispetto alla soluzione analitica. Inoltre, I risultati del modello BLTM mostrano un andamento a step (così come sarà mostrato in seguito) attorno alla soluzione analitica, ciò comporta un alto errore quadratico medio. I tempi di esecuzione in BLTM sono davvero piccolo, pochi secondi in confronto a minuti o dozzine di minuti per Qual2K.

### ***11.3. Confronto del modello proposto con i programmi Qual2K e***

#### ***BLTM: test numerici***

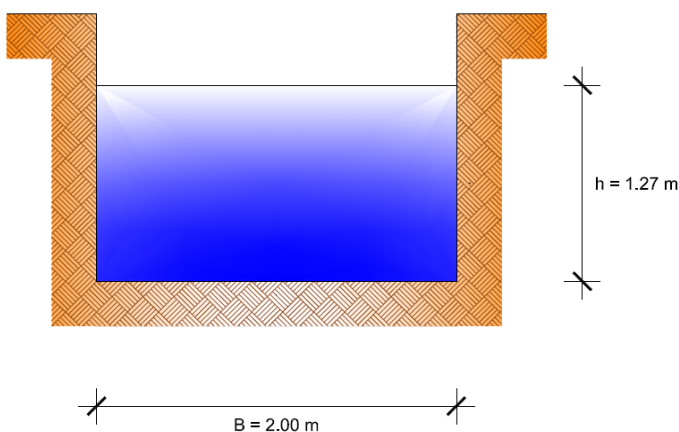
In questa sezione, quattro test numerici sono proposti, con l'obiettivo di verificare la capacità del modello numerico proposto di simulare la propagazione di contaminanti in corsi d'acqua a seguito di immissioni concentrate di un quantitativo noto di costituente, e di dimostrare la sua capacità di conservare la massa di contaminante in ipotesi pura convezione. E' effettuato un confronto con i ben noti modelli Qual2K e BLTM e la soluzione analitica.

#### ***11.3.1. Test 1: Correnti in moto uniforme in canale rettangolare***

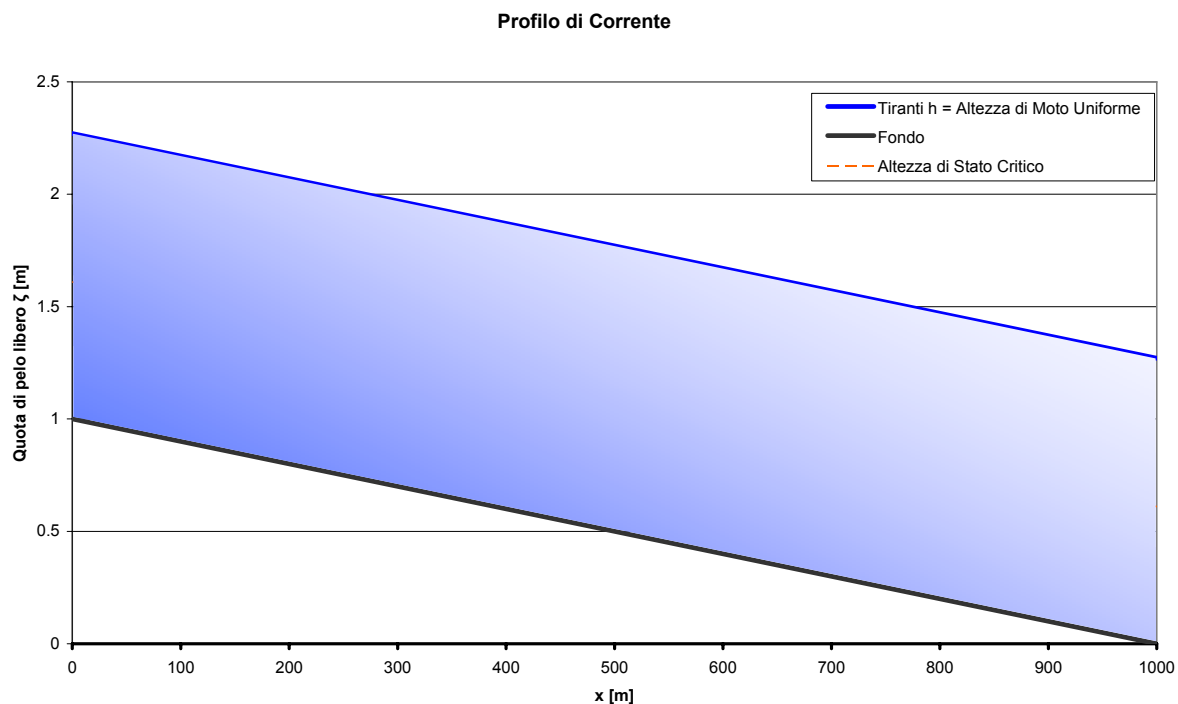
Il primo test si pone come obiettivo quello di verificare se lo schema numerico proposto è capace di simulare la propagazione di un contaminante conservativo immesso con un profilo triangolare in un canale triangolare dove sono presenti condizioni di moto uniforme e permanente.

E' stato adottato un canale di lunghezza  $L=1000$  m con una sezione trasversale rettangolare di base 2m, che ha una pendenza  $i = 0.001$  m/m (Fig.10-5).

Il coefficiente di Strickler è stato assunto pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Il valore della portata defluente è di  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Il tirante idrico e la velocità sono, rispettivamente,  $h = 1.270$  m e  $V = 1.181$  m/s.





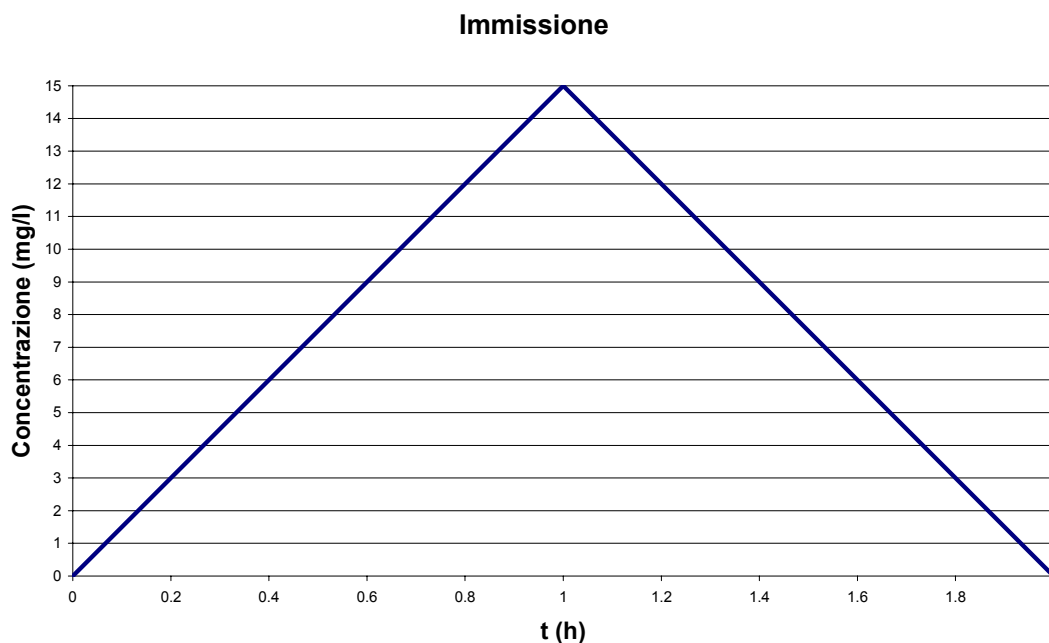


**Figura 11-5 Sezione trasversale e Profilo di corrente: TEST 1**

Inizialmente ci sono condizioni di totale assenza del contaminante nel canale.

All'istante  $t=0$  viene immesso contaminante a monte del canale.

Si ipotizza che nella sezione iniziale del canale si abbia una immissione di una sostanza conservativa, con legge di variazione triangolare di estremi  $C(0\text{hr})=0$  mg/l,  $C(1\text{hr})=15$  mg/l,  $C(2\text{hr})=0$  mg/l così come riportato nel grafico seguente.

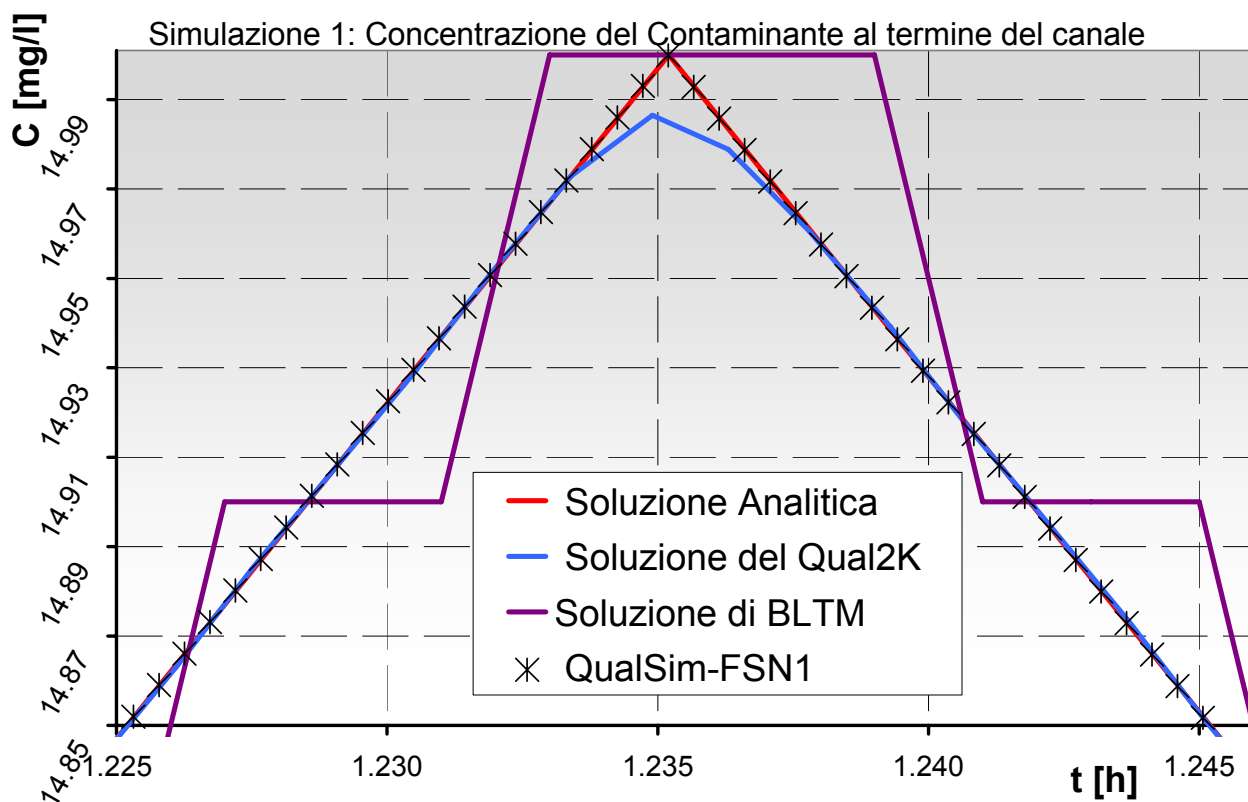


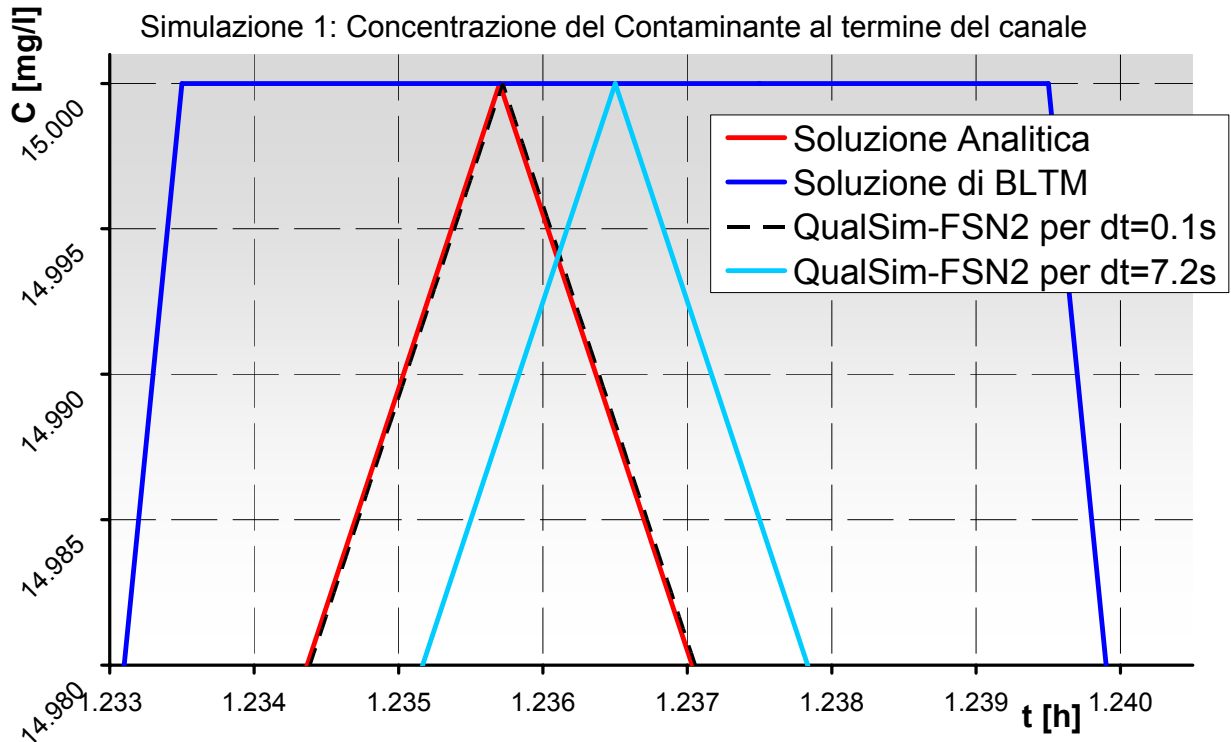
**Figura 11-6 Andamento nel tempo della concentrazione in ingresso nel canale.**

In assenza di fenomeni dispersivi, la soluzione analitica è data da una traslazione rigida del profilo di concentrazione, con velocità costante e pari a quella del fluido ambiente.

Dopo 1.2352 ore, il picco di concentrazione arriva al termine del canale. Nei risultati mostrati in figura, può essere osservato l'andamento del profilo di concentrazione al termine del canale risultante dalla soluzione analitica, da *BLTM*, *QUAL2K*, *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2*.

Per il modello *Qual2K* i valori relativi all'intervallo temporale di calcolo e alla lunghezza della griglia di calcolo sono:  $\Delta t_{qual} = 5.3$  s;  $\Delta x = 6.25$  m (capaci di soddisfare la Condizione di Courant); per il modello *BLTM*:  $\Delta t_{qual} = 7.2$  s; per il modello *QualSim-FSN1*:  $\Delta t_{qual} = 1.69$  s; per il modello *QualSim-FSN2*:  $\Delta t_{qual} = 7.2$  s (come in *BLTM*), ed anche  $\Delta t_{qual} = 0.1$  s.





**Figura 11-7** Andamento grafico dell'andamento del risultato per BLTM, QUAL2K, QualSim-FSN1 nella prima figura; BLTM e QualSim-FSN2 nella seconda figura in confronto con la soluzione analitica.

La figura 10-7a mostra come i risultati di *QualSim-FSN1* sono perfettamente sovrapponibili alla soluzione analitica. Solo i risultati di *QualSim-FSN1* soddisfano la conservazione della massa e, allo stesso tempo, mostrano assenza di riduzione e scostamento del picco di concentrazione. Inoltre, il diagramma mostra come il modello *QUAL2K*, basato su un approccio Euleriano, mostra una significativa riduzione del picco di concentrazione (-0.06%), causato dalla dispersione numerica, mentre BLTM mostra un significativo scostamento del picco (0.0358%) e un elevato errore quadratico medio (-0.0434%) dovuto al suo andamento a step.

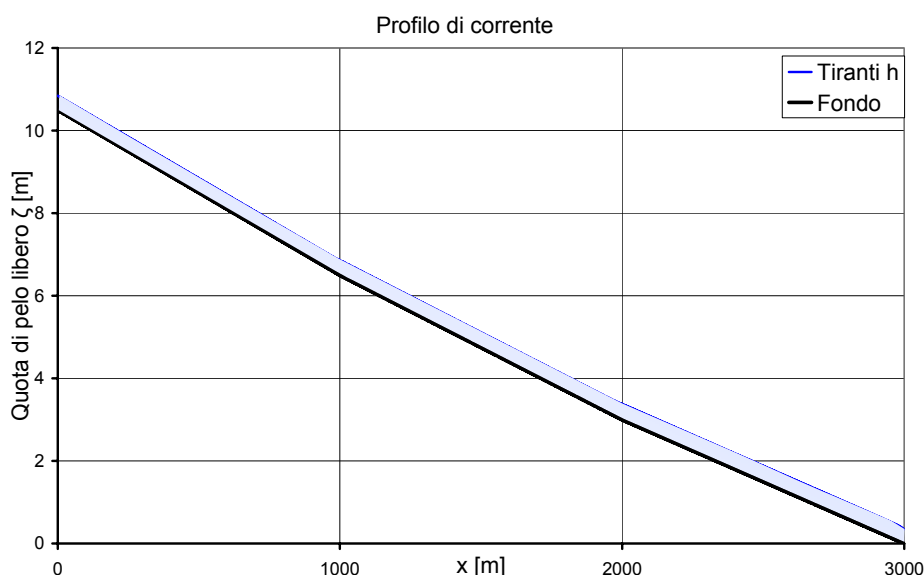
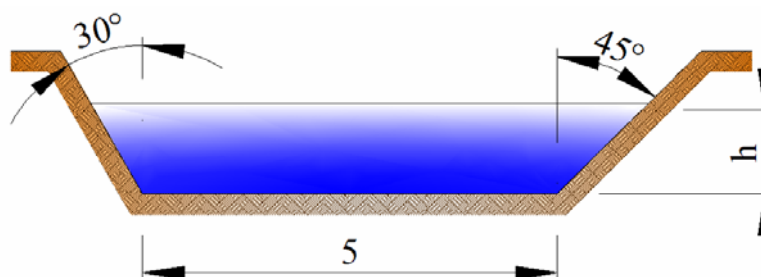
La figura 10-7b mostra come il modello *QualSim-FSN2* (simile a BLTM), per minimizzare lo scostamento del picco rispetto alla soluzione analitica è necessario scegliere un valore di  $\Delta t_{qual}$  molto piccolo. Minore è il time step  $\Delta t_{qual}$ , maggiore è il numero delle celle e, conseguentemente, più lungo è il tempo di simulazione.

### 11.3.2. Test 2: Moto permanente in canali prismatici

Il secondo test vuole verificare se lo schema numerico proposto è capace di simulare la propagazione di contaminanti a seguito di una immissione concentrata con andamento triangolare nel tempo, in un canale caratterizzato da condizioni di moto permanente.

Sono stati utilizzati una sequenza di tre canali prismatici, con sezione trasversale trapezoidale con differenti pendenze sui due lati della sezione, una faccia inclinata di  $45^\circ$  e l'altra di  $30^\circ$ , il fondo è largo 5m.

I tre canali sono lunghi  $L=1000$  m ognuno. La pendenza del fondo è  $i = 0.004$  m/m per il primo canale,  $i = 0.0035$  m/m per il secondo canale, e  $i = 0.003$  m/m per il terzo canale. Il coefficiente di Strickler è stato assunto pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . La portata defluente nel canale è pari a  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le condizioni al contorno sono di stato critico alla fine del terzo canale. Il profilo di corrente è mostrato nella prossima figura.



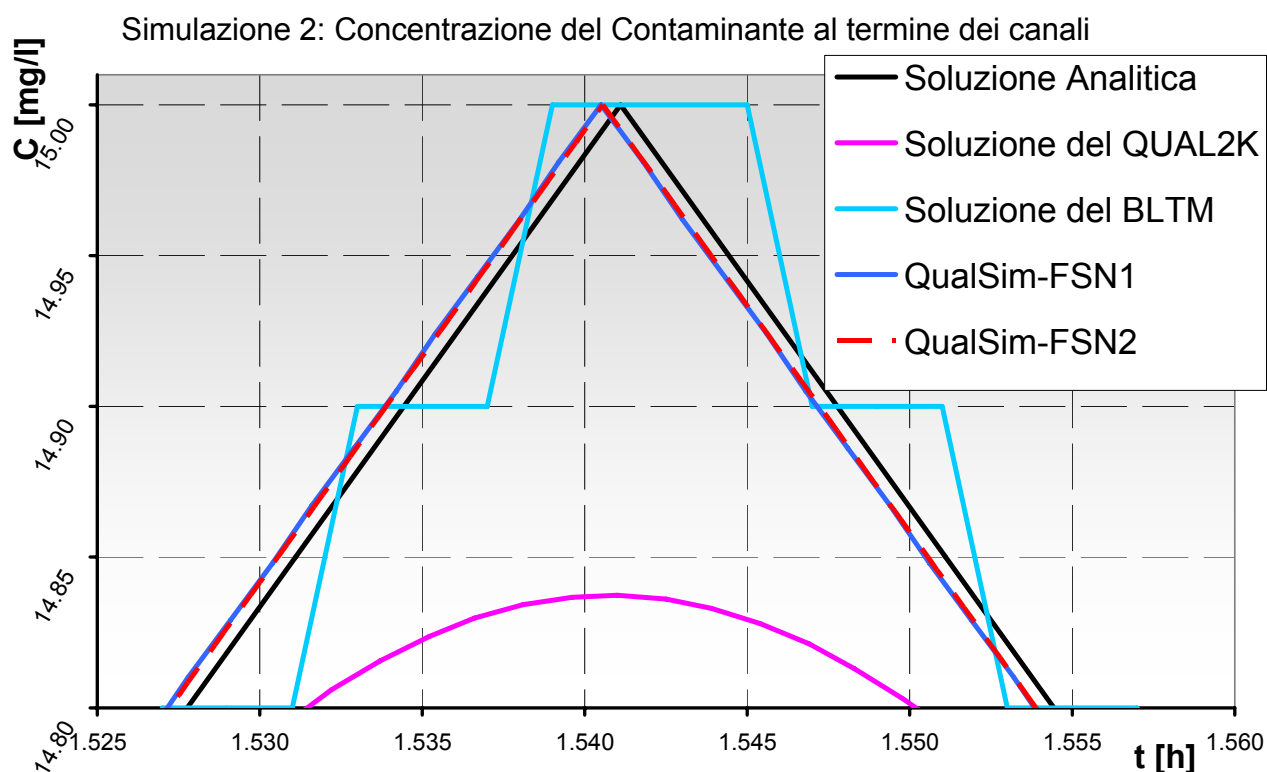
**Figura 11-8 Sezione trasversale e Profili di corrente: TEST 2**

L'andamento del contaminante in ingresso alla testa del primo canale è del tutto uguale a quello proposto nel test precedente.

Nella figura seguente sono riportati gli andamenti dei risultati dei programmi *BLTM*,

*QUAL2K*, *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2* rispetto alla soluzione analitica.

Per il modello *QUAL2K*, i seguenti valori dell'intervallo temporale e spaziale sono stati considerati:  $\Delta t_{qual} = 5.3$  s;  $\Delta x = 10$  m (capace di soddisfare la Condizione di Courant); per il modello *BLTM*:  $\Delta t_{qual} = 7.2$  s; per il modello *QualSim-FSN1*:  $\Delta t_{qual} = 4.32$  s; per il modello *QualSim-FSN2*:  $\Delta t_{qual} = 1$  s.



**Figura 11-9** Picco di concentrazione nel test 2 al termine della sequenza di canali.

Come nel test 1, i risultati relative a *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2*, effettuando un confronto rispetto alla soluzione analitica, sono risultati i migliori. I risultati di *QUAL2K* e *BLTM* hanno mostrato alcuni problemi nella riproduzione del picco di concentrazione, in particolare si è avuto la maggiore riduzione del picco di concentrazione con *QUAL2K* (-1.063%), mentre il peggiore scostamento del picco (0.3150%) e il maggiore errore quadratico medio (0.0434%) si è avuto per il modello *BLTM*.

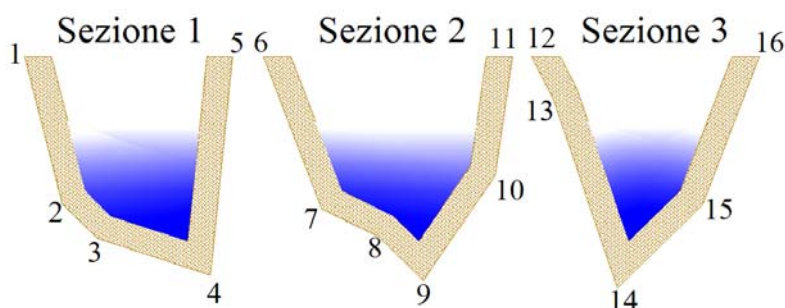
### Test 3: Correnti in moto permanente in canali non prismatici.

Il terzo test si pone come obiettivo quello di verificare che lo schema numerico proposto sia capace di simulare la propagazione di contaminanti in corsi d'acqua naturali caratterizzati, cioè, da una forte variabilità della sezione idrica.

Il test consiste nel simulare la propagazione di un contaminante conservativo in ingresso in una sequenza di due canali non prismatici caratterizzati da condizioni di moto permanente.

I due canali hanno lunghezza di 500 m ciascuno e pendenza pari a 0.002 m/m.

Il canale di monte è caratterizzato dalla Sezione 1 nella progressiva  $x = 0$  m e dalla Sezione 2 nella progressiva  $x = 500$  m, il canale di valle è caratterizzato dalla Sezione 2 nella progressiva  $x = 500$  m e la Sezione 3 nella progressiva  $x = 1000$  m. Il coefficiente di Strickler è assunto pari a  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .



**Figura 11-10** Sezioni trasversali del canale.

Nella tabella che segue sono riportate le coordinate  $x$ ,  $y$  e  $z$  dei vari punti delle sezioni.

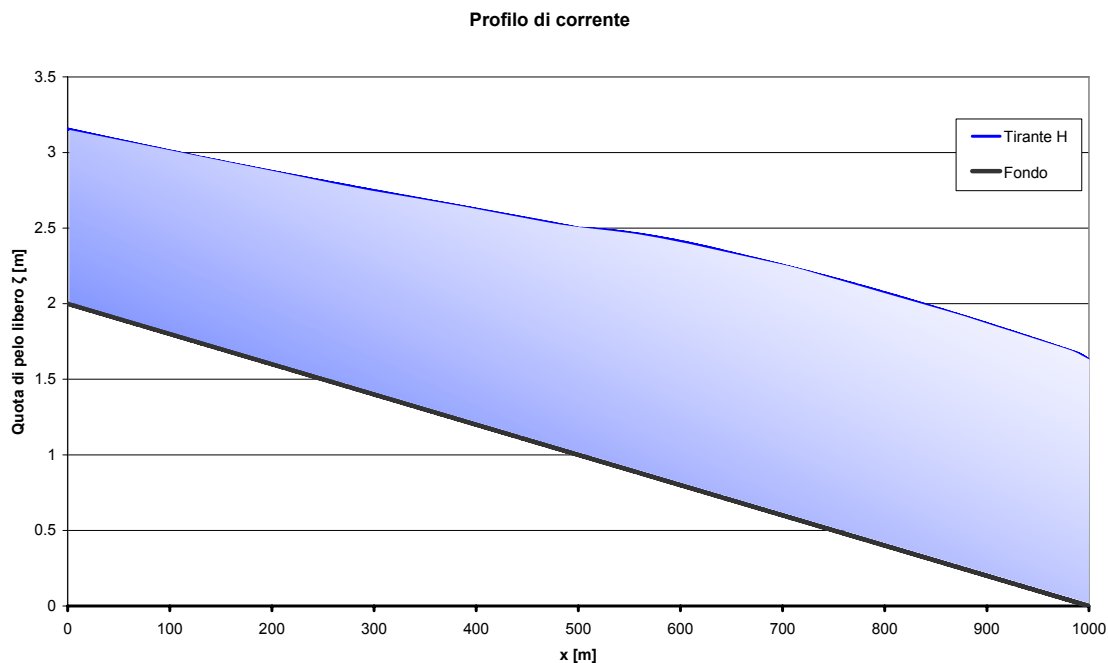
Le coordinate dei punti riportati in Figura sono relative ad un sistema di assi cartesiani nel quale la  $x$  è l'ascissa progressiva, passante per i punti di impluvio delle sezioni (rispettivamente, i punti 4, 9 e 14), la  $z$  rappresenta la quota sul livello del mare di ogni punto e la  $y$  è la distanza relativa dei punti dall'asse  $z$ . Le coordinate sono riportate in Tabella:

	Sezione n.1					Sezione n.2						Sezione n.3				
Punto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
x (m)	0	0	0	0	0	500	500	500	500	500	500	1000	1000	1000	1000	1000
y (m)	-7.2	-5.8	-4.4	0	0.9	-6.2	-4	-1.7	0	2.8	3.5	-3.4	-2.5	0	3.3	5.5
z (m s.m.m.)	88.7	82.8	81.5	80	88.7	88.7	82.7	81.5	79.8	84	88.7	88.7	87	79.5	82.8	88.7

**Tabella 11-1** Coordinate dei punti riportati nella Figura precedente.

Nella sezione terminale del canale è imposta la condizione di stato critico.

Studiando il profilo di corrente, con una portata di  $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , in condizioni di moto permanente, la sezione è caratterizzata da tiranti compresi tra 1.16 m e 1.67 m, e velocità medie comprese tra 2.46 m/s e 2.80 m/s.



**Figura 11-11      Profilo di corrente del canale.**

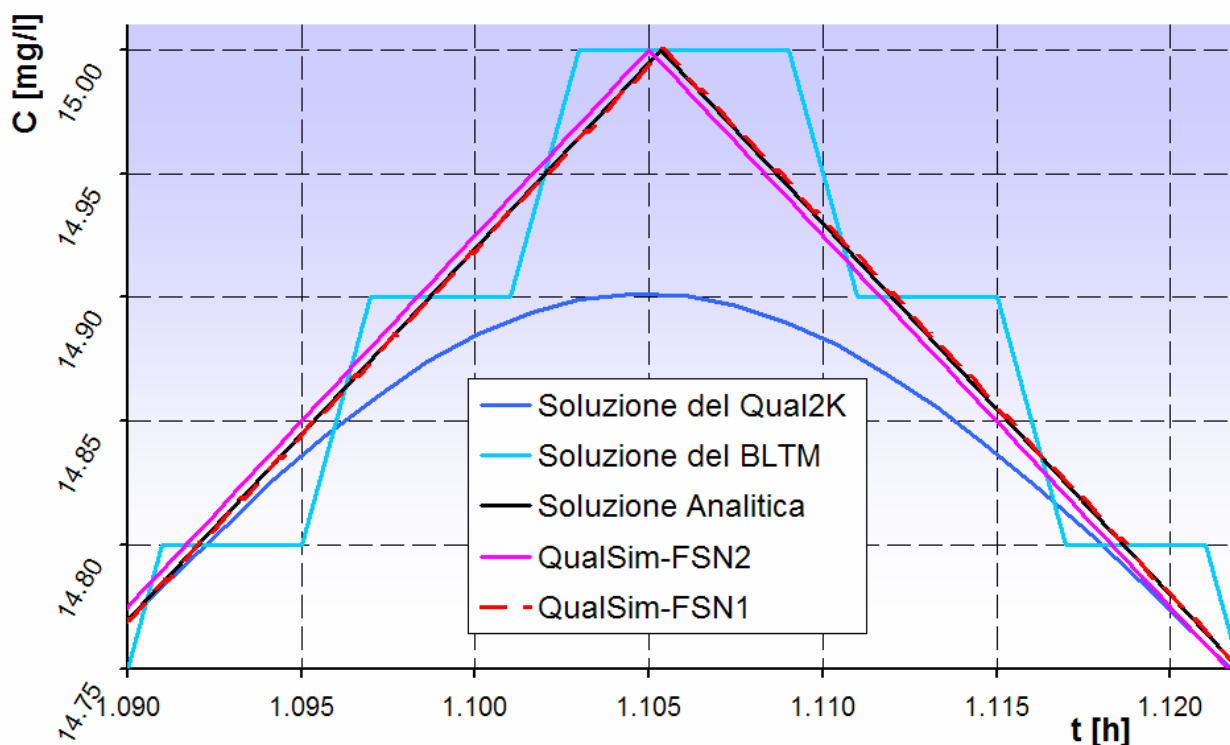
#### **Legge di immissione del contaminante**

Si ipotizza che nella sezione iniziale del canale di monte si abbia una immissione di una sostanza conservativa, con legge di variazione triangolare, di estremi  $C(0\text{hr})=0$  mg/l,  $C(1\text{hr})=15$  mg/l,  $C(2\text{hr})=0$  mg/l, così come nel test precedente .

Nella figura seguente è possibile osservare i risultati relative a *BLTM*, *QUAL2K*, *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2* confrontandoli con la soluzione analitica.

Per il modello *QUAL2K*, sono stati considerati i seguenti valori dell'intervallo temporale e spaziale:  $\Delta t_{qual} = 5.3$  s;  $\Delta x = 20$  m (capace di soddisfare la Condizione di Courant); per il modello *BLTM*:  $\Delta t_{qual} = 7.2$  s; per il modello *QualSim-FSN1*:  $\Delta t_{qual} = 3.96$  s; per il modello *QualSim-FSN2*:  $\Delta t_{qual} = 1$  s.

Simulazione 3: Concentrazione del Contaminante nella sezione terminale dell'ultimo canale



**Figura 11-12 Picco di Concentrazione nel test 3 alla fine della sequenza di canali**

Come mostrato in figura, anche nel caso di una forte variabilità delle sezioni trasversali, i migliori risultati sono ottenuti dai modelli *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2*.

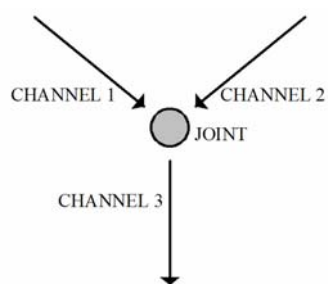
### 11.3.3. Test 4: Moto permanente in una semplice rete costituita da 3 canali

Il quarto test vuole mostrare come lo schema numerico proposto sia in grado di simulare la propagazione di un contaminante a seguito di una immissione concentrata a monte di una rete di canali formata da tre canali prismatici di sezione rettangolare in condizioni di moto permanente.

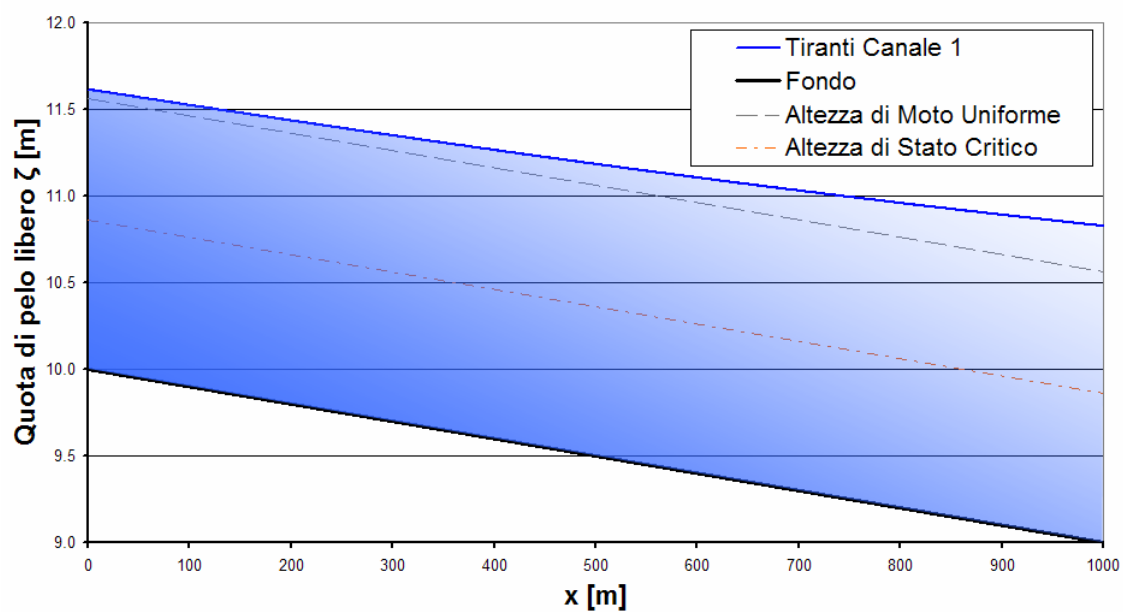
La lunghezza di ciascun canale è di  $L = 1000$  m; la base del canale è di 2 m per il canale 1, 1.5 m per il canale 2 e 2.5 m per il canale 3; la pendenza è di  $i = 0.001$  m/m per i canali 1 e 3, e  $i = 0.002$  m/m per il canale 2. Il coefficiente di Strickler è stato assunto costante e pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . La portata è di  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  per il canale 1 e  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  per il canale 2. Le condizioni al contorno sono di stato critico al termine dell'ultimo canale.



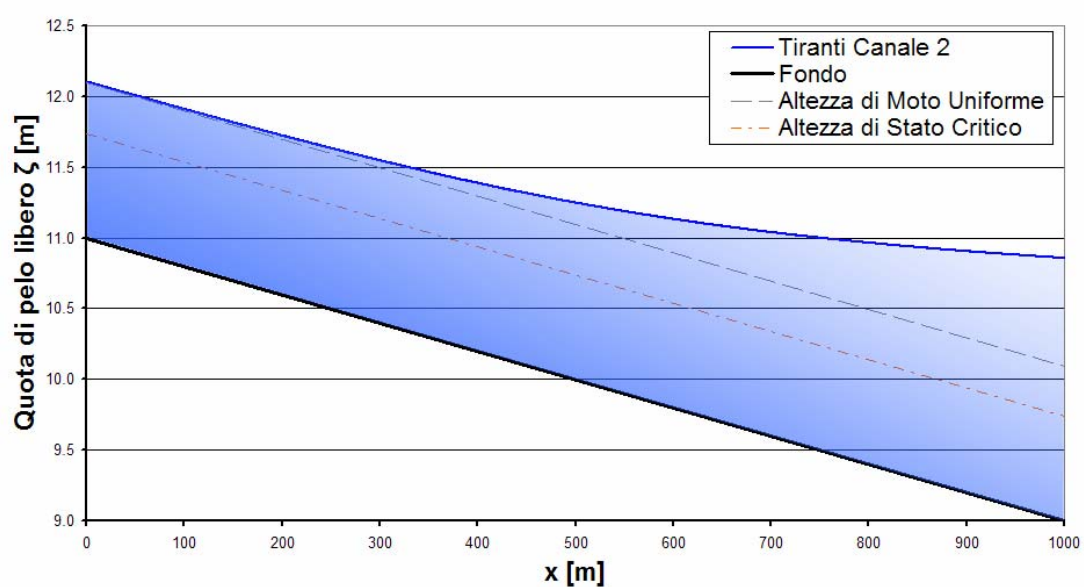
Carmela Mucherino



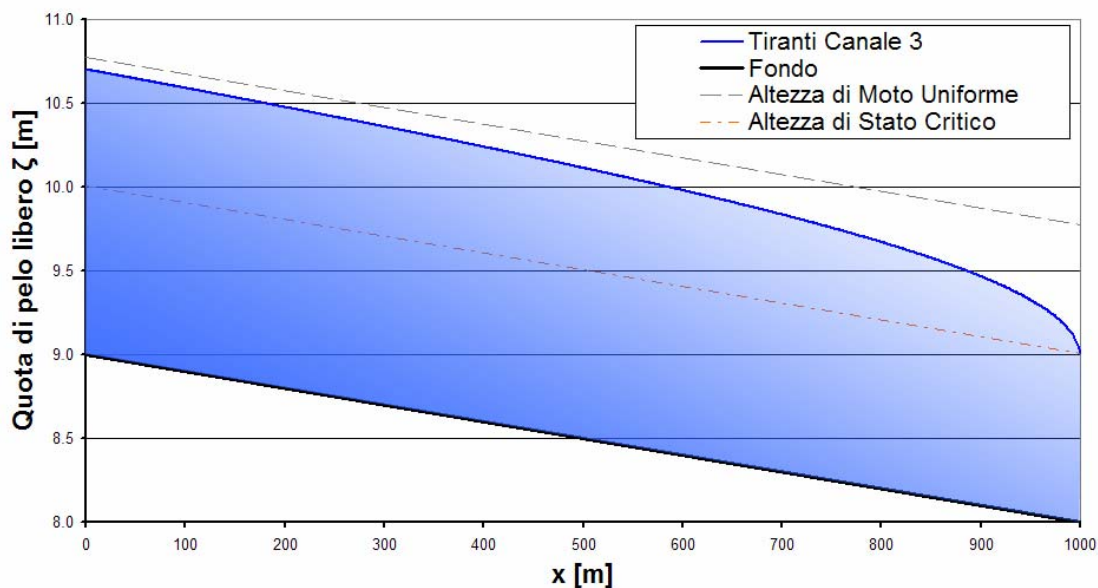
**Profilo di corrente CANALE 1**



**Profilo di corrente CANALE 2**



**Profilo di corrente CANALE 3**



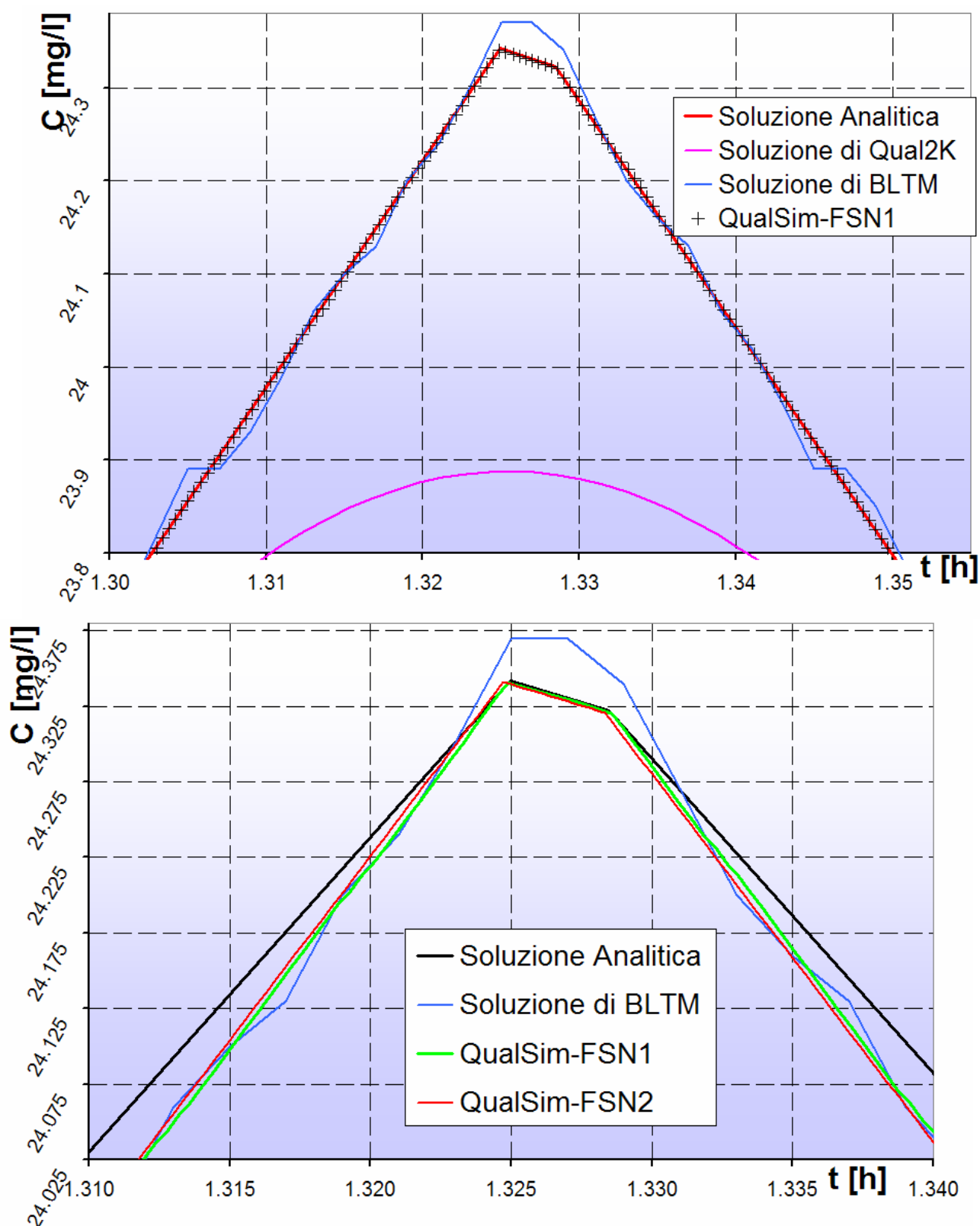
**Figura 11-13 Profili di corrente dei canali della rete**

La condizione iniziale è di assenza totale di contaminante in tutti e tre i canali. All'istante  $t=0$  viene immesso contaminante nelle sezioni di monte dei due canali 1 e 2. Per entrambi i canali l'immissione è considerata di tipo triangolare ma con valori massimi di concentrazione che variano tra i due canali.

In particolare, per il canale 1, l'input di contaminante può essere sintetizzato come segue: ( $t = 0$  h,  $C = 0$  mg/l); ( $t = 1$  h,  $C = 15$  mg/l); ( $t = 2$  h,  $C = 0$  mg/l); per il canale 2 2: ( $t = 0$  h,  $C = 0$  mg/l); ( $t = 1$  h,  $C = 40$  mg/l); ( $t = 2$  h,  $C = 0$  mg/l).

Dopo l'effetto di mescolamento nel nodo, la concentrazione in input nel canale di valle è ottenuta automaticamente sommando ad ogni  $\Delta t_{qual}$  i valori della massa di contaminante che arriva dai canali di monte.

Per il modello *QUAL2K*, sono stati considerati I seguenti valori:  $\Delta t_{qual} = 5.3$  s;  $\Delta x = 40$  m (capace di soddisfare la Condizione di Courant); per il modello *BLTM*:  $\Delta t_{qual} = 7.2$  s; per *QualSim-FSN1*:  $\Delta t_{qual} = 1.44$  s; per *QualSim-FSN2*:  $\Delta t_{qual} = 1$  s.



**Figura 11-14** Picco di Concentrazione nel test 4 a valle della rete di canali

La figura mostra come I modelli *QualSim-FSN1* e *QualSim-FSN2* sono capace di riprodurre la soluzione analitica anche per una rete di canali. Nella figura c'è una perfetta sovrapposizione di *QualSim-FSN1*, *QualSim-FSN2* (usando un valore molto

piccolo  $\Delta t_{qual}=1s$ ) e la soluzione analitica.

In particolare, è possibile osservare come i programmi *BLTM* e *QUAL2K* rispettivamente sovrastimano e sottostimano il picco di concentrazione.

#### Riferimenti bibliografici

Bella, D.A., Dobbins, W.E. (1968), Difference modeling of stream pollution, ASCE, Journal of the Sanitary Engineering Division, 94(SA5), pp.995-1016.

Bella, D.A., Grenney, W.J. (1970), Finite-Difference convection errors, ASCE, Journal of the Sanitary Engineering Division, 96(SA6), pp.1361-1375.

BLTM & DAFLOW (1996), Branched Lagrangian Transport Model ,USGS, Water Resources Applications Software, [http://water.usgs.gov/cgi-bin/man\\_wrdapp?bltm](http://water.usgs.gov/cgi-bin/man_wrdapp?bltm).

Brown, L.C., Barnwell, T.O. (1987) The Enhanced Stream Water Quality Models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: Documentation and User Manual, U.S.EPA, Athens, GA, USA, Report EPA/600/3-87/007.

Chapra, S., Pelletier, G. (2003) Qual2K: A modeling framework for simulating river and stream water quality: documentation and users manual, EPA, United States Environmental Protection Agency, <http://www.epa.gov/ATHENS/wwqtsc/html/qual2k.html>.

Del Giudice, G., Pianese, D. (1992) Processi di inquinamento dei corsi d'acqua naturali, Atti del Convegno XXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Firenze.

Grenney, W.J., Teuscher, M.C., Dixon, L.S. (1978) Characteristics of the solution algorithms for the QUALII river model, J.Water Pollut. Control Fed., 50(1), 151-157.

Gupta, S.K., Tanji, K.K. (1977) Computer program for solution of large, sparse, unsymmetric systems of linear equations, Int. J. Num. Meth. Engrg. 11, 1251-1259.

Jobson, H.E. (1987) Lagrangian model of nitrogen kinetics in the chattahoochee river, ASCE, Journal of Environmental Engineering, 113(2).

Jobson, H.E. (1997) Enhancements to the branched lagrangian transport modeling system, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report, 97-4050,57p.

Jobson, H.E., Schoellhamer, D.H. (1987) Users manual for a branched lagrangian transport model, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report, 87-4163,73p.

Koussis, A.D., Saenz, M.A., Tollis, I.G. (1983) Pollution Routing in Streams, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, 109(12),pp. 1636-1651.

Mucherino, C., Cozzolino, L., Covelli C., Pianese, D. (2005) Un modello ai volumi

finiti per la simulazione del trasporto di contaminanti nelle reti a pelo libero, Acqua e città, I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Settembre 2005, Sant'Agnello (NA), (CD-rom).

Mucherino, C., Palumbo, A., Bruno Francavilla, C.M., e Pianese, D. (2006). Modellazione delle variazioni spazio-temporali delle caratteristiche di qualità dei corsi d'acqua naturali,. Atti del XXX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 10-15 Settembre 2006, 15 pp

Mucherino, C., Palumbo, A., Pianese, D. (2007). Mathematical modelling of contaminant propagation in natural and artificial free surface networks, Atti del Convegno Internazionale IAHR, Venezia, 2-6 Luglio 2007, 13pp.

Prych, E.A. (1969) discussion of Numerical studies of unsteady dispersion in estuaries, by D.R.F. Harleman, C.H. Lee and L.C. Hall, ASCE, Journal of the Sanitary Engineering Division, 95(SA5), pp.959-964.

Roesner, L.A., Giguere, P.R., Evenson, D.E. (1981) Computer Program Documentation for the Stream Quality Model QUAL-II, U.S. EPA, Athens, GA, USA, Report EPA 600/9-81-014.

Schoellhamer, D.H. (1988) Lagrangian Transport Modeling with QUAL II Kinetics, ASCE, Journal of Environmental Engineering, 114(2).

Schoellhamer, D.H., Jobson, H.E. (1986) Programmers manual for a one-dimensional lagrangian transport model, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report, 86-4144,101p.

Schoellhamer, D.H., Jobson, H.E. (1986), Users manual for a one-dimensional lagrangian transport model, in U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report, 86-41454,95p.

Toro, E.F. (1997), Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics, Springer-Verlag, Berlin.

TWDB (1971) Simulation of Water Quality in Stream and Canals, Theory and Description of QUAL-I Mathematical Modeling System, Texas Water Development Board, Austin, TX, USA, Report 128.

## **12. INDIVIDUAZIONE OTTIMALI DEGLI INTERVENTI PER IL RAGGIUNGIMENTO DI STANDARD QUALITATIVI IN UN CORSO D'ACQUA : APPLICAZIONE AD UN CASO REALE**

La seguente applicazione al fiume “Willamette river” nello stato dell’Oregon di 300 km, vuole dimostrare l’applicabilità del modello proposto ad un caso reale e mostrare come il modello riesca a fornire una gamma di soluzioni progettuali di interventi nel rispetto degli obiettivi posti: minimizzare i costi, migliorare la qualità dell’acqua nel corso d’acqua al meglio.

Lungo la rive di tale fiume si incontrano le città di Portland, Salem, e Eugene.



**Figura 12-1 Inquadramento del fiume Willamette**

Come mostrato nel diagramma lineare della figura successiva, lungo il corso d’acqua sono localizzati scarichi ( $D_1, D_2, \dots, D_{17}$ ) e 3 tributari ( $T_1, T_2$  e  $T_3$ ). Le caratteristiche idrauliche e geometriche sono riportate nella tabella seguente. La sezione trasversale del corso d’acqua è assunta rettangolare. In seguito sono riportati i dati relativi alle portate degli affluenti e degli scarichi. In analogia a quanto fatto in

letteratura (Yandamuri et al. 2006) i 17 scarichi sono stati ridotti a 14, accorpando gli scarichi 2 e 3, 8 e 9, 15 e 16. Questo è stato possibile perché le coppie di scarichi accorpate si ritrovavano in corrispondenza dello stesso punto lungo il corso d'acqua.

Attraverso il modulo di qualità è stato possibile simulare la variazione del BOD e DO lungo il corso d'acqua, risolvendo la seguente equazione del trasporto (Dresneck e Dobbins 1968):

$$\frac{\partial(AB)}{\partial t} = \frac{\partial \left( AD \frac{\partial B}{\partial x} \right)}{\partial x} - \frac{\partial(AUB)}{\partial x} - K_B BA + \frac{S_B}{\Delta x} + L_B A \quad 12-1$$

$$\frac{\partial(AO)}{\partial t} = \frac{\partial \left( AD \frac{\partial O}{\partial x} \right)}{\partial x} - \frac{\partial(AUO)}{\partial x} - K_D BA + K_R (O^{SAT} - O)A + \frac{S_O}{\Delta x} + R_D A \quad 12-2$$

Dove  $A$  = area della sezione idrica ( $m^2$ );  $U$  = velocità media nella sezione trasversale (m/s);  $x$  = distanza lungo il corso d'acqua (m);  $t$  = tempo (s);  $S_{B/O}$  = termine sorgente puntuale, che rappresenta il flusso di BOD/DO entrante o uscente nel  $\Delta x$  di calcolo (mg/s);  $B$  = concentrazione del Biochemical Oxygen Demand (BOD) (mg/l);  $O$  = concentrazione dell'ossigeno disciolto (DO) (mg/l);  $O^{SAT}$  = concentrazione a saturazione del DO (mg/l);  $D$  = coefficiente di dispersione per il trasporto del BOD e DO ( $m^2/s$ );  $K_B$  = tasso di decadimento del BOD (1/giorno);  $K_D$  tasso di deossigenazione del BOD (1/giorno);  $L_B$  = termine sorgente distribuito, che rappresenta il flusso di BOD entrante o uscente distribuito (mg/L/s);  $K_R$  = tasso di reazione (1/giorno); e  $R_D$  = termine sorgente distribuito relativo al DO (mg/L/s).

Il coefficiente di dispersione è calcolato con la formula di Seo e Cheong (1998):

$$D = 5,915(hU_*) \left( \frac{W}{h} \right)^{0.62} \left( \frac{U}{U_*} \right)^{1.428} \quad 12-3$$

Dove  $h$  = tirante idrico della corrente,  $W$  = larghezza in superficie,  $U_*$  = velocità di attrito,  $U$  = velocità media nella sezione.

Il coefficiente di deossigenazione è assunto pari a 0,3 / giorno. La stima del coefficiente di reazione è ottenuta dalla formula di O'Connor e Dobbins (1958):

$$K_R = \frac{3,9U^{0.5}}{h^{1.5}} \quad 12-4$$

Il modello di qualità QualSim-FSN risolve le equazioni 12.1 e 12.2 al fine di determinare l'andamento delle concentrazioni del BOD e DO nel tempo e nello spazio, forniti: a) Concentrazione iniziale ( $t=0$ ) del BOD e DO lungo il corso d'acqua; b) La concentrazione in ingresso ( $x=0$ ) di BOD e DO al variare del tempo; c) i coefficienti

dispersivi; d) i tassi di erosione  $K_B$ ,  $K_D$  e  $K_R$ ; e) le concentrazioni in ingresso nel corso d'acqua di tipo puntuale (scarichi e affluenti) o di tipo distribuito  $S_B$ ,  $S_0$ ,  $L_B$ ,  $R_D$ ; f) la variazione spaziale della velocità e della sezione idrica lungo il corso d'acqua.

I valori predetti della concentrazione di DO nei checkpoints sono salvati per poterli usare nell'algoritmo di ottimizzazione.

La concentrazione iniziale di BOD e DO nel corso d'acqua principale e nei tre affluenti è assunta pari a 1,5 e 9,1 mg/l rispettivamente. Per gli scarichi il valore in uscita del DO è considerato costante e pari a 2 mg/l, mentre i valori relativi al BOD sono riportati in tabella.

Il coefficiente di deossigenazione è assunto pari a 0.3/giorno.



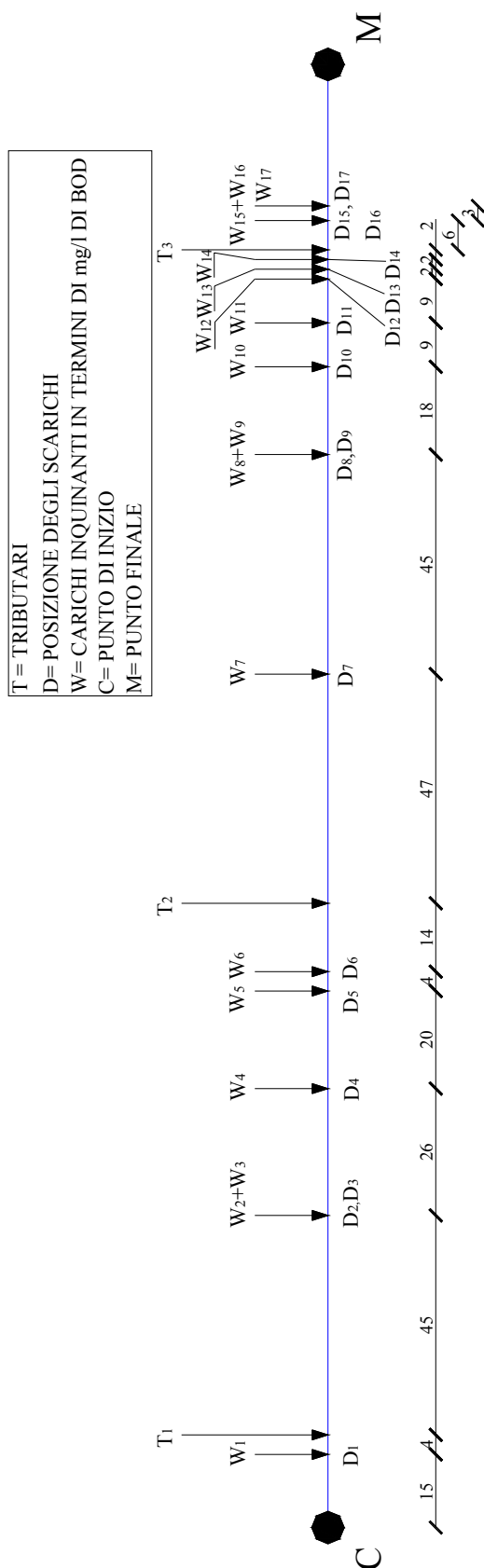


Figura 12-2 Rappresentazione Geometrica della distribuzione degli scarichi e affluenti sul Willamette River

tratto	INDICE TRATTO	LUNGHEZZA (km)	Progressiva (m)	Larghezza in superficie (m)	S0	Portata (m³/s)	Tirante (m)	Velocità (m/s)	Area (m²)
C-D1	R1	15	15000	129.5	0.00072	87.73	1.084	0.625	140.477
C1-T1	R2	4	19000	137	0.00072	88.85	0.925	0.679	130.808
T1-D23	R3	45	64000	107	0.00072	154.74	0.865	0.98	157.824
D23-D4	R4	26	90000	102	0.00072	155.47	1.608	0.951	163.503
D4-D5	R5	20	110000	126	0.00034	155.74	2.523	0.518	300.808
D5-D6	R6	4	114000	152	0.00034	155.96	1.278	0.801	194.827
D6-T2	R7	14	128000	183	0.00034	156.31	1.037	0.824	189.767
T2-D7	R8	47	175000	243	0.00034	223.62	0.979	0.94	238.017
D7-D8-9	R9	45	220000	183	0.000023	224.97	5.82	0.209	1077.642
D89-D10	R10	18	238000	190.5	0.000023	225.62	6.693	0.179	1263.235
D10-D11	R11	9	247000	305	0.000023	225.7	4.486	0.164	1379.396
D11-D12	R12	9	256000	211	0.000023	225.74	1.572	0.682	331.201
D12-D13	R13	2	258000	122	0.000023	226.21	6.956	0.267	848.423
D13-D14	R14	2	260000	274	0.000019	226.54	6.325	0.131	1735.098
D14-T3	R15	2	262000	274	0.000019	226.8	6.327	0.131	1735.698
T3-D15/16	R16	6	268000	305	0.000019	259.16	7.844	0.108	2390.75
D15/16-D17	R17	3	271000	457	0.000019	262.04	5.251	0.109	2400.676
D17-M	R18	29	300000	396	0.000019	262.36	8.986	0.073	3584.481

**Tabella 12-1 Valori di portata e di geometria relativi a WillametteRiver**

Sono stati considerati 60 check points ( $C_1, C_2, \dots, C_{60}$ ) uniformemente distribuiti lungo il corso d'acqua.

In seguito viene riportata una tabella con l'indicazione dei costi necessari a livelli depurativi aggiuntivi differenziati per scarico.

	D1	D2,3	D4	D5	D6	D7	D8,9
Percentuale di rimozione di BOD	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno
35%	1.987	0.695	3.406	3.645	1.303	4.774	3.361
67%	2.235	0.87	3.832	4.101	1.632	5.371	3.781
90%	2.422	1.523	4.152	4.443	2.856	5.819	4.097
98%	5.34	3.456	9.155	9.796	6.483	12.831	9.033

D10	D11	D12	D13	D14	D15,16	D17
milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno	milioni di dollari/anno
4.516	3.065	3.627	1.107	4.439	4.787	5.323
5.081	3.448	4.542	1.386	4.994	5.385	5.988
5.504	3.735	7.949	2.426	5.41	5.834	6.487
12.137	8.236	18.042	5.506	11.929	12.865	14.304

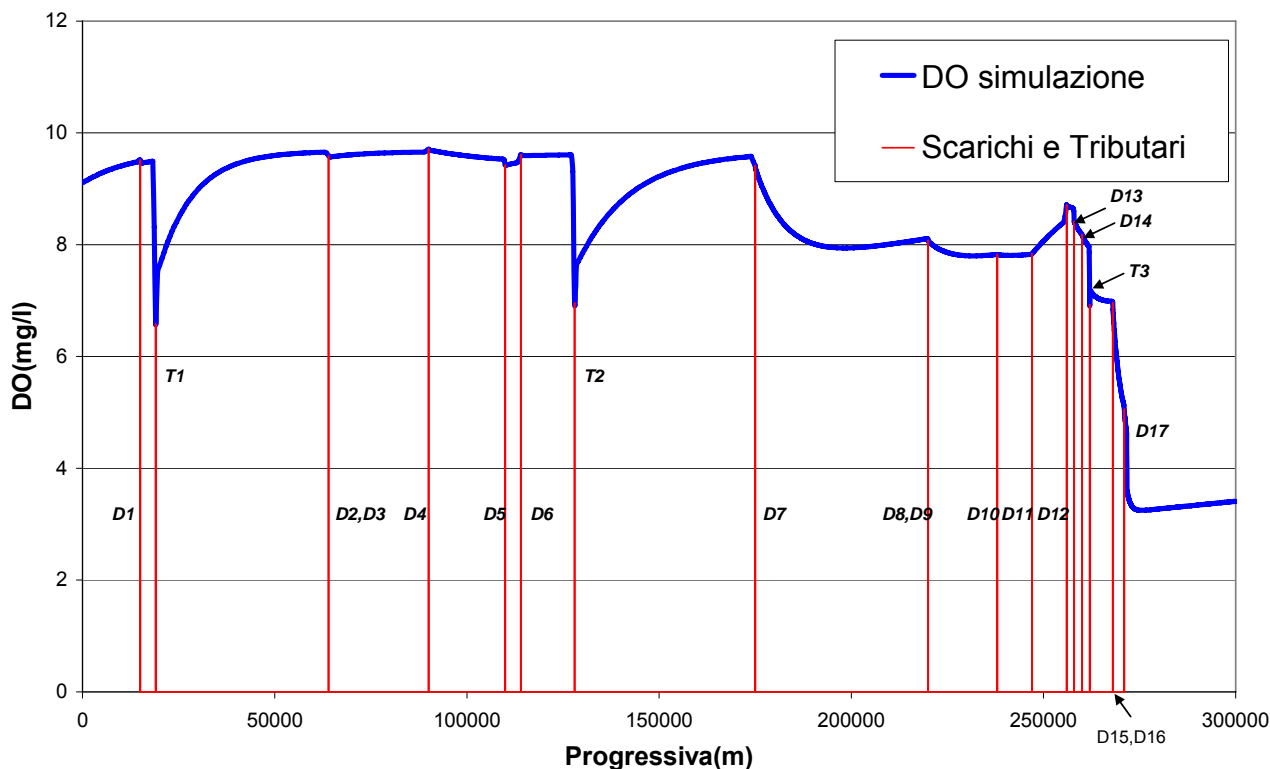
**Tabella 12-2 Costi dei trattamenti depurativi**

	Posizione (km)	BOD mg/l	DO mg/l	Q (mc/s)	BOD mg/s	DO mg/s
D <sub>1</sub>	285	308	2	1.124	346192	2248
D <sub>2</sub>	236	180	2	0.552	99360	1104
D <sub>3</sub>	236	33	2	0.173	5709	346
D <sub>4</sub>	210	528	2	0.272	143616	544
D <sub>5</sub>	190	565	2	0.224	126560	448
D <sub>6</sub>	186	272	2	0.346	94112	692
D <sub>7</sub>	125	740	2	1.352	1000480	2704
D <sub>8</sub>	80	523	2	0.07	36610	140
D <sub>9</sub>	80	521	2	0.583	303743	1166
D <sub>10</sub>	62	700	2	0.075	52500	150
D <sub>11</sub>	53	475	2	0.044	20900	88
D <sub>12</sub>	44	757	2	0.465	352005	930
D <sub>13</sub>	42	231	2	0.328	75768	656
D <sub>14</sub>	40	688	2	0.263	180944	526
D <sub>15</sub>	32	750	2	2.765	2073750	5530
D <sub>16</sub>	32	550	2	0.114	62700	228
D <sub>17</sub>	29	825	2	0.316	260700	632
T <sub>1</sub>	281	1.5	9.1	65.89	98835	599599
T <sub>2</sub>	172	1.5	9.1	67.31	100965	612521
T <sub>3</sub>	38	1.5	9.1	32.37	48555	294567

**Tabella 12-3 Dati degli affluenti del sistema Willamette River**

I risultati sono mostrati nel grafico seguente.

Viene riportato l'andamento della concentrazione dell'ossigeno disciolto lungo il corso d'acqua prima di qualsiasi intervento.



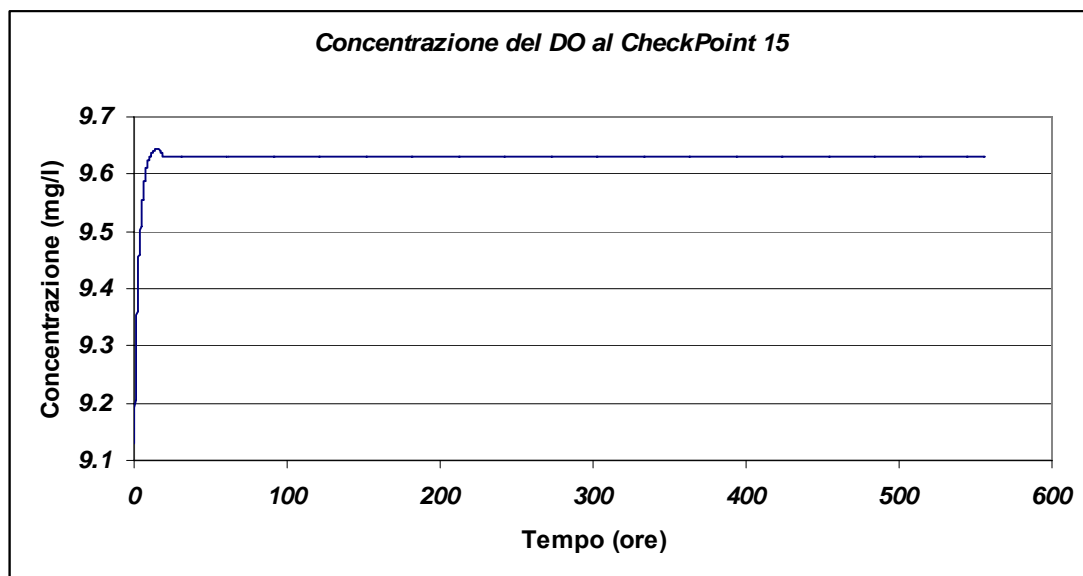
**Figura 12-3 Andamento del DO con la distanza prima di qualsiasi intervento**

Vengono generati 40 individui in maniera random e con questi individui parte l'algoritmo di ottimizzazione.

Imnessa questa soluzione progettuale nell'algoritmo, è possibile simulare il nuovo andamento del DO ai diversi CheckPoints e calcolare tutti gli indici di Performance così come precedentemente definiti.

Si osserva, ovviamente, che ogni soluzione progettuale porterà a valore del DO maggiori rispetto al caso di assenza di interventi, in quanto in ogni individuo è previsto almeno un intervento di rimozione del 35% di BOD su ogni scarico.

Ad ogni Check Point viene registrato l'andamento del DO nel tempo e viene registrato il valore raggiunto in condizioni stazionarie.



**Figura 12-4** Esemplio dell'andamento del DO ad un CheckPoint

Allo stesso modo, vengono salvati i dati relativi all'andamento del DO nel tempo nella sezione iniziale e terminale (ossia alla foce) , prima e dopo gli interventi.

A causa del grande numero di elaborazioni richieste ad ogni iterazione, è stato possibile simulare solo fino alla decima generazione. I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con i risultati di Yandamuri (2006) relativi, invece, alle 200 iterazioni da essi effettuate. Ciò nonostante, si può notare come i risultati ottenuti mostrano che le soluzioni pareto vadano gradualmente convergendo verso le soluzioni ottimali riportate da Yandamuri.

Di seguito si riportano le soluzioni pareto ottenute alla decima iterazione:

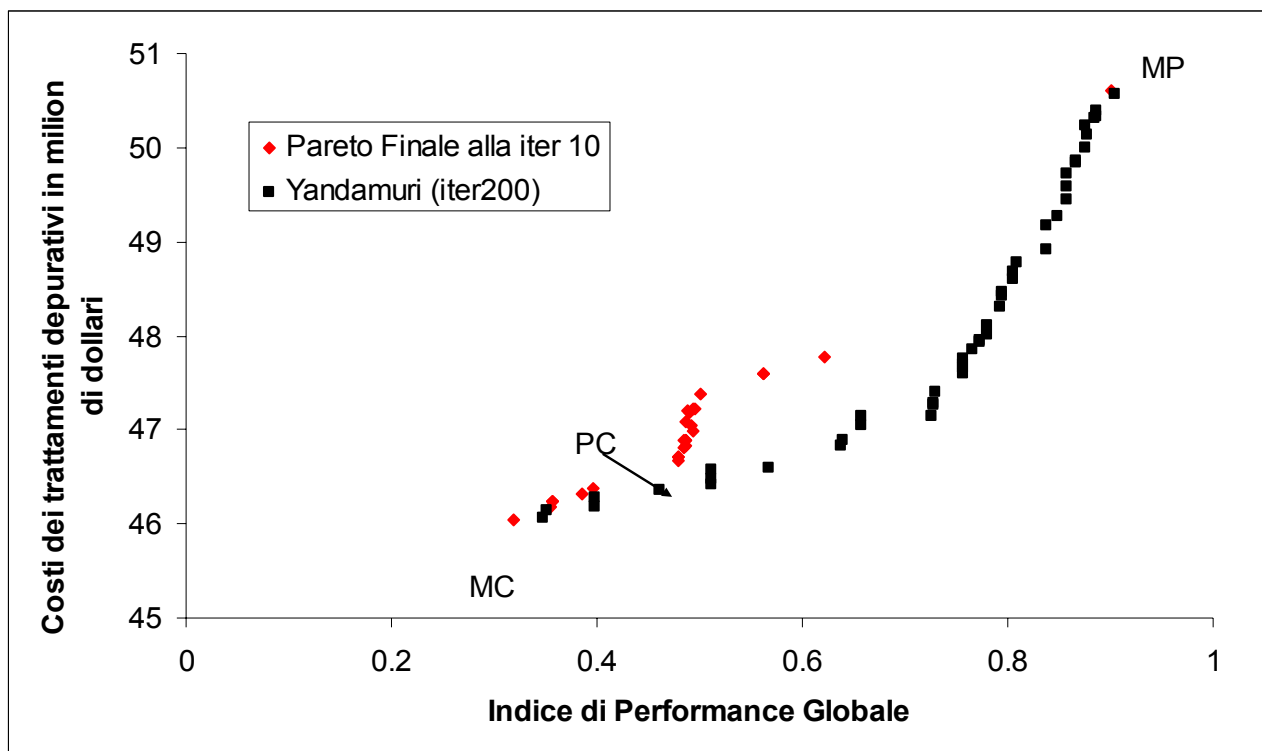


Figura 12-5 Soluzioni Pareto

La soluzione relativa al minimo costo è indicata con MC, quella relativa alla massima performance con MP e, infine, si indica la soluzione campione con PC.

Questa curva può rappresentare un valido aiuto per stabilire quali interventi possono essere realizzati per migliorare la qualità dell'acqua avendo a disposizione un budget limitato. Ogni punto del grafico corrisponde ad un preciso scenario progettuale con l'indicazione degli interventi da effettuare ad ogni scarico che si immette nel corso d'acqua.

Come era da attendersi all'aumentare del budget economico a disposizione è possibile ottenere delle performance di qualità migliori nel corso d'acqua.

Nella figura seguente, si mostra come le soluzioni pareto, ad ogni iterazione, tendano, nel loro complesso, a migliorare la performance e diminuire i costi totali degli interventi depurativi. Allo stesso modo, si riporta nel grafico successivo l'insieme di tutte le soluzioni (individui) delle prime 4 iterazioni (generazioni), per cui valgono le stesse considerazioni.

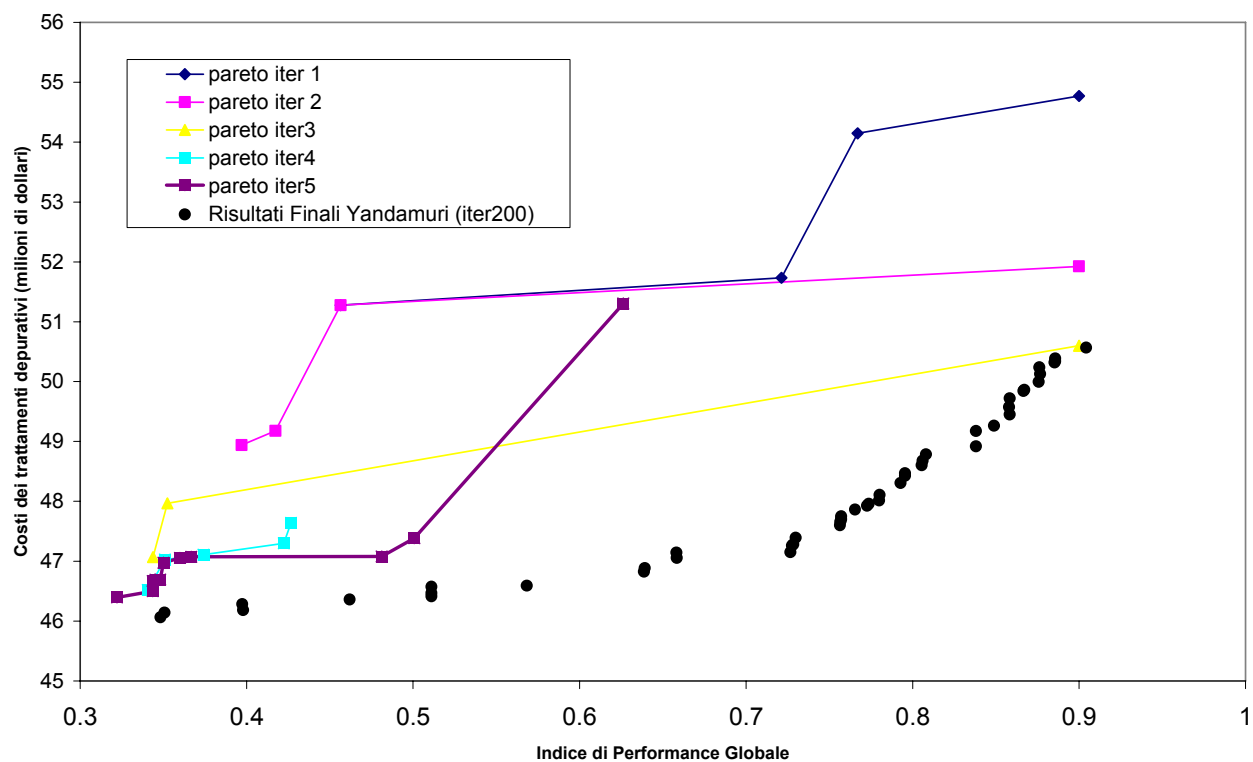


Figura 12-6 Soluzioni Pareto per le prime quattro iterazioni

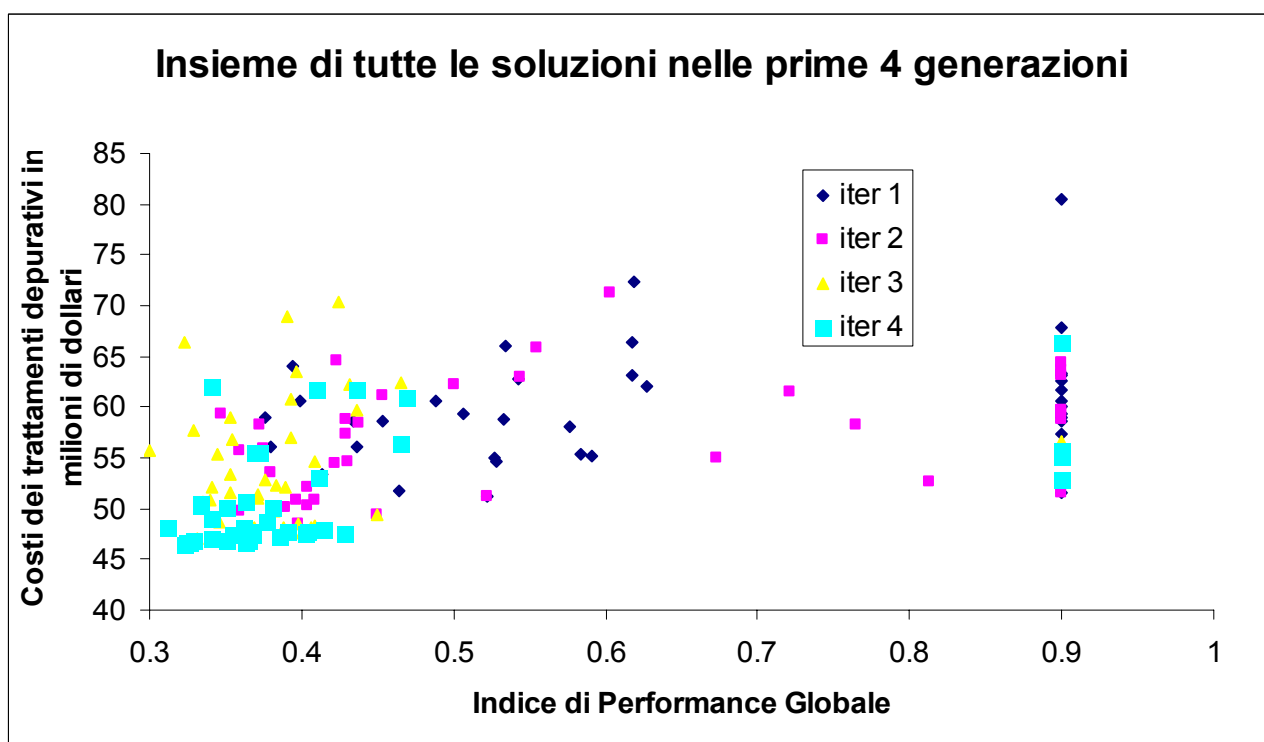


Figura 12-7 Insieme delle soluzioni relative alle prime 4 iterazioni

Di seguito, si riportano i valori delle funzioni obiettivo relativi alle soluzioni di pareto.

<i>iter</i>	<i>Costi</i>	<i>Indice di Performance Globale</i>
3	50.600	0.900
4	47.774	0.622
5	47.385	0.501
6	46.666	0.479
7	46.321	0.386
10	46.815	0.485
	47.178	0.491
11	46.711	0.479
	46.891	0.485
	47.231	0.495
	47.592	0.563
12	46.035	0.320
	47.079	0.487
	47.207	0.489
	47.592	0.563
13	46.246	0.356
	46.886	0.486
14	46.246	0.356
	46.378	0.397
	46.716	0.480
	46.837	0.486
	46.886	0.486
	47.037	0.492
	47.226	0.494
	46.180	0.356
	46.995	0.494

Nel grafico seguente si riporta l'andamento della concentrazione di ossigeno disciolto lungo il corso d'acqua nel caso di assenza di interventi depurativi (curva blu), per la soluzione MP (curva verde) e per la soluzione MC (curva viola).



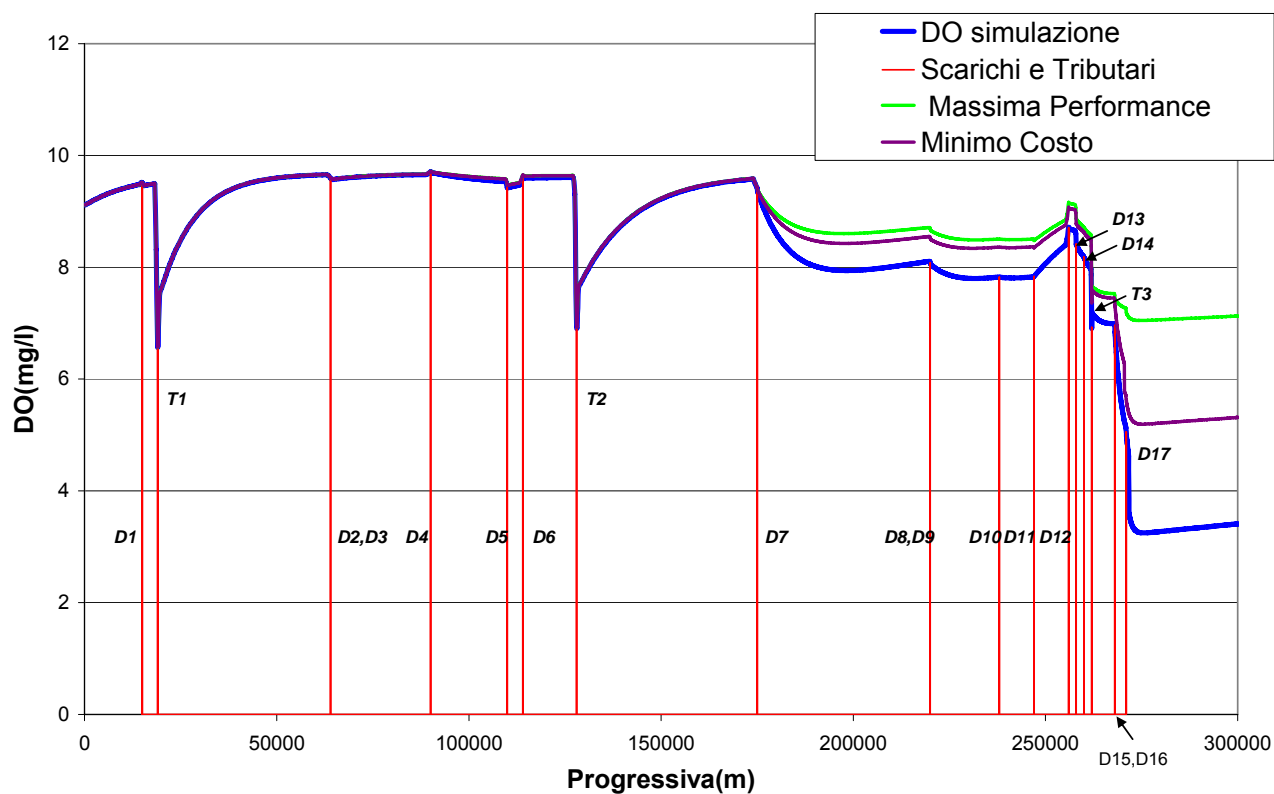


Figura 12-8 Andamento di DO per le soluzioni MP, MC

Si riporta, a titolo di esempio, la specifica dei livelli depurativi da assegnare ad ogni scarico per l'ottenimento dell'andamento dell'ossigeno disciolto nel caso di minimo costo (curva in viola).

L'individuo è caratterizzato da:

n° scarico	Livello Depurativo Applicato	Codice Binario di Codifica
1	1	0 0 0 0 0 0
2	1	0 0 0 0 0 0
3	1	0 0 0 0 0 0
4	1	0 0 0 0 0 0
5	1	0 0 0 0 0 0
6	1	0 0 0 0 0 0
7	1	0 0 0 0 0 0
8	1	0 0 0 0 0 0
9	1	0 0 0 0 0 0
10	1	0 0 0 0 0 0
11	1	0 0 0 0 0 0
12	1	0 0 0 0 0 0
13	1	0 0 0 0 0 0
14	1	0 0 0 0 0 0

Dalla tabella prima mostrata è possibile calcolare il costo complessivo di questa soluzione progettuale:

<b>n° scarico</b>	<b>Livello Depurativo Applicato</b>	<b>Costi in milioni di dollari</b>
1	1	1.987
2	1	0.695
3	1	3.406
4	1	3.645
5	1	1.303
6	1	4.774
7	1	3.361
8	1	4.516
9	1	3.065
10	1	3.627
11	1	1.107
12	1	4.439
13	1	4.787
14	1	5.323
<b>TOTALE</b>		<b>\$46.035</b>

Si riporta, inoltre, i dati relativi al punto campione indicato in figura come PC.

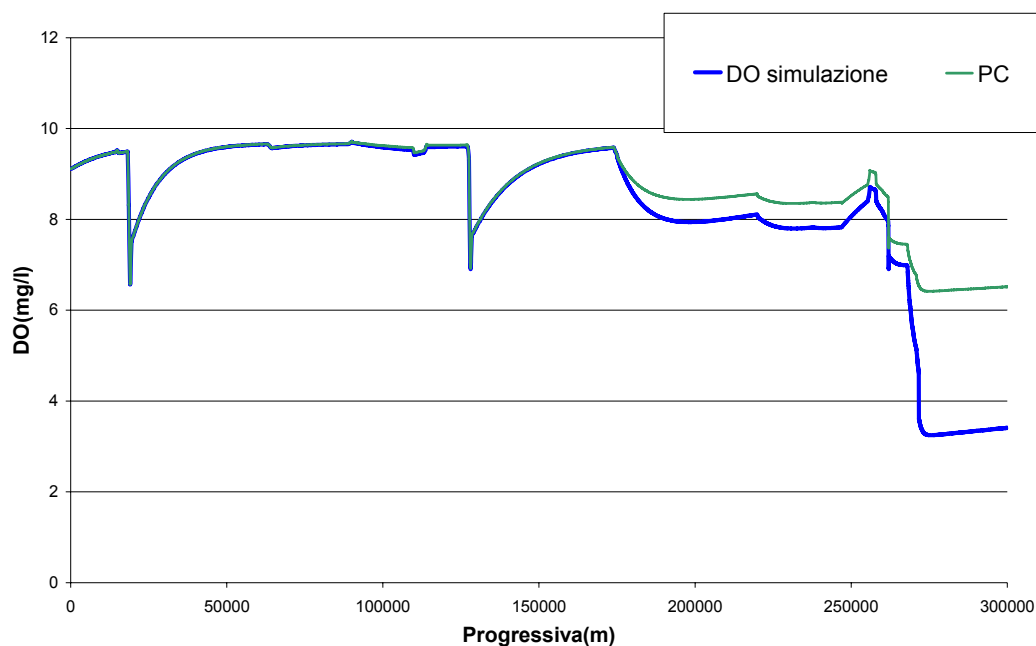
I suoi livelli depurativi sono:

<b>n° scarico</b>	<b>Livello Depurativo Applicato</b>	<b>Codice Binario di Codifica</b>
1	1	0 0 0 0 0 0
2	1	0 0 0 0 0 0
3	4	0 0 0 0 1 0
4	4	0 0 0 0 1 0
5	1	0 0 0 0 0 0
6	2	0 0 0 0 0 1
7	1	0 0 0 0 0 0
8	1	0 0 0 0 0 0
9	1	0 0 0 0 0 0
10	1	0 0 0 0 0 0
11	1	0 0 0 0 0 0
12	1	0 0 0 0 0 0
13	32	0 1 0 0 0 0
14	1	0 0 0 0 0 0

E' possibile calcolare i costi corrispondenti:

n° scarico	Livello Depurativo Applicato	Costi in milioni di dollari
1	1	1.987
2	1	0.695
3	4	3.445
4	4	3.687
5	1	1.303
6	2	4.792
7	1	3.361
8	1	4.516
9	1	3.065
10	1	3.627
11	1	1.107
12	1	4.439
13	32	5.366
14	1	5.323
<b>TOTALE</b>		<b>\$46.716</b>

L'andamento corrispondente dell'ossigeno disciolto è riportato nella figura seguente:



**Figura 12-9** Andamento della concentrazione del DO per il punto campione

I risultati di tale lavoro di ricerca saranno riportati nell' articolo "MULTIOBJECTIVE OPTIMAL WASTE LOAD ALLOCATION IN NATURAL AND ARTIFICIAL FREE SURFACE NETWORKS" Mucherino Carmela, Pianese Domenico in attesa di accettazione al Convegno River Flow 2008.

### ***12.1. Bibliografia***

Burn, D.H., Yulianti J.S. (2001). “ Waste-Load allocation using genetic algorithms” *Journal of Water Resources Planning and Management*”, Vol. 127, No.2, 121-129.

Burn, D.H., McBean E.A., “Optimization Modeling of Water Quality in an Uncertain Environment”, *Water Resources Research*, vol.21, NO.7, pp.934-940.

Cieniawski, S.E., Eheart J.W., Ranjithan, S. (1995), “Using genetic algorithms to solve a multiobjective groundwater monitoring problem”, *Water Resources Research*, vol.31, NO.2 pp.399-409.

Dresnack, R., e Dobbins, W. E. (1968). “Numerical analysis of BOD and DO profiles” *J. Sanit. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 94 (5), 789-808

Kerachian, R., Karamouz, M., Naseri, A. V. (2005) “River Water Quality Management: Application of Stochastic Genetic Algorithm“, *EWRI 2005, ASCE*, pp.12.

Mucherino, C., Pianese, D. (2008) “Multiobjective optimal waste load allocation in natural and artificial free surface networks” in *accettazione al convegno River Flow 2008*.

Seo, W., Cheong, T.S. (1998). “Predicting longitudinal dispersion coefficient in natural streams” *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* 123, 641-684

Yandamuri, S.R.M., Srinivasan, K., Bhallamudi, S.M. (2006) “Multiobjective Optimal Waste Load Allocation Models for rivers Using Nondominated Sorting Genetic Algorithm-II” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol 132, No 3, 133-143.

Willey, R.G., Smith, D. J., Duke, J.H. (1996) “ Modeling Water-Resource Systems for Water- Quality Management” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol 122, No 3, 171-179.

### **13. Conclusioni**

Il continuo sversamento di contaminanti nei corsi d'acqua naturali rappresenta una grave minaccia all'integrità dei corpi idrici per i notevoli impatti negativi che essi esercitano sull'ecosistema.

Si avverte la necessità di sviluppare nuovi modelli di qualità delle acque, che, partendo da quelli disponibili ne superino le maggiori limitazioni, costituendo quindi un valido supporto alla pianificazione degli interventi, alla gestione e protezione delle risorse idriche e che siano d'aiuto nell'orientare le politiche atte a mitigare gli effetti delle attività antropiche sull'ambiente.

Più nello specifico, emerge la necessità di dotarsi di strumenti operativi per individuare quali interventi siano necessari per il soddisfacimento di standards qualitativi minimi, valutati considerando sinergicamente lo stato chimico/microbiologico e quello ecologico dei corpi idrici superficiali. In quest'ottica si inserisce il presente lavoro di tesi che vuole essere un valido aiuto nella pianificazione delle attività connesse con il risanamento e la protezione dei corsi d'acqua naturali.

Si propone un algoritmo di ottimizzazione basato sulla tecnica degli algoritmi genetici al fine di individuare in maniera ottimale, ponendo come obiettivi la minimizzazione dei costi e il miglioramento della qualità dell'acqua, quali scenari di interventi possono essere proposti per mitigare il problema della contaminazione.

Il modello numerico si avvale di un nuovo modello per la simulazione del trasporto di contaminanti QualSim-FSN basato su un approccio lagrangiano (che elimina la necessità di discretizzare i termini convettivi che compaiono nelle equazioni di continuità relative ai diversi costituenti trasportati dalla corrente e, quindi, elimina gli errori indotti da fenomeni di dispersione numerica) e di un modulo idraulico basato sulla tecnica dei volumi finiti, intrinsecamente idoneo a portare in conto anche forti variabilità del campo di moto quali la presenza di risalti eventualmente mobili.

E' presentata una applicazione del modello proposto che mostra la sua capacità di pianificare scenari di eventi di mitigazione del problema anche per un corso d'acqua naturale caratterizzato da una forte variabilità lungo il percorso delle portate defluenti e dei carichi inquinanti immessi dai diversi scarichi e affluenti.

Il modello, quindi, è direttamente fruibile per valutare in termini di efficacia ed efficienza quali eventuali interventi debbano essere pianificati per una razionalizzazione delle situazioni critiche territoriali di qualità dei corsi d'acqua naturali.

## *Indice delle figure*

<b>Figura 1-1</b>	<b>Geometria di un problema di Optimal Waste Load Allocation</b>	<b>6</b>
<b>Figura 2-1</b>	<b>Corso d'acqua</b>	<b>8</b>
<b>Figura 2-2</b>	<b>La contaminazione fluviale</b>	<b>8</b>
<b>Figura 2-3</b>	<b>Sversamenti nel corso d'acqua</b>	<b>9</b>
<b>Figura 2-4</b>	<b>Interazione tra le attività dell'uomo e l'uso e le risorse dell'acqua</b>	<b>10</b>
<b>Figura 2-5</b>	<b>Inquinamento di un corso d'acqua</b>	<b>10</b>
<b>Figura 4-1</b>	<b>Diagramma di Flusso dell'Algoritmo di Ottimizzazione</b>	<b>26</b>
<b>Figura 4-2</b>	<b>La caratterizzazione dell'individuo nell'Algoritmo Genetico</b>	<b>27</b>
<b>Figura 4-3</b>	<b>Pareto solution</b>	<b>28</b>
<b>Figura 4-4</b>	<b>Fronti non dominati</b>	<b>29</b>
<b>Figura 5-1</b>	<b>Elementi di base di un GA</b>	<b>35</b>
<b>Figura 5-2</b>	<b>Esempio di roulette selection</b>	<b>39</b>
<b>Figura 5-3</b>	<b>Tournament Selection</b>	<b>41</b>
<b>Figura 5-4</b>	<b>One-point crossover</b>	<b>43</b>
<b>Figura 5-5</b>	<b>Two-point crossover</b>	<b>43</b>
<b>Figura 5-6</b>	<b>Crossover uniforme</b>	<b>44</b>
<b>Figura 5-7</b>	<b>Il Crossover</b>	<b>46</b>
<b>Figura 5-8</b>	<b>La Mutazione</b>	<b>47</b>
<b>Figura 5-9</b>	<b>Funzionamento dell'elitismo semplice</b>	<b>48</b>
<b>Figura 5-10</b>	<b>Funzionamento dell'elitismo globale</b>	<b>49</b>
<b>Figura 5-11</b>	<b>Tabella di verità per la funzione XOR</b>	<b>51</b>
<b>Figura 5-12</b>	<b>La funzione distanza nell'elitismo</b>	<b>52</b>
<b>Figura 5-13</b>	<b>The hillclimbing problem</b>	<b>61</b>
<b>Figura 6-1</b>	<b>Dispersione Longitudinale</b>	<b>65</b>
<b>Figura 7-1</b>	<b>Interazione del DO con gli altri costituenti</b>	<b>69</b>
<b>Figura 8-1</b>	<b>Le cause del mescolamento trasversale</b>	<b>73</b>
<b>Figura 8-2</b>	<b><math>D_{t-y}</math> vs <math>hu^*</math></b>	<b>74</b>
<b>Figura 8-3</b>	<b><math>D_{t-y}/Wu^*</math> vs <math>W/h</math></b>	<b>75</b>
<b>Figura 9-1-</b>	<b>Test1: Profilo di concentrazione a diversi istanti</b>	<b>86</b>
<b>Figura 9-2-</b>	<b>Test1: Zoom relativo al profilo di concentrazione relativo a <math>t=100s</math></b>	<b>86</b>
<b>Figura 9-3</b>	<b>- Test2: Profili di corrente al raggiungimento delle condizioni stazionarie.</b>	<b>87</b>
<b>Figura 9-4</b>	<b>- Test3: Schema della rete di canali.</b>	<b>88</b>
<b>Figura 9-5</b>	<b>- Test3: Concentrazioni a 500 m dalla sezione di chiusura.</b>	<b>89</b>
<b>Figura 10-1</b>	<b>Determinazione della lunghezza della cella.</b>	<b>104</b>
<b>Figura 10-2</b>	<b>Diagramma di Flusso del Programma QualSim-FSN</b>	<b>108</b>
<b>Figura 10-3</b>	<b>Diagramma di Flusso 2 del Programma QualSim-FSN</b>	<b>109</b>
<b>Figura 10-4</b>	<b>. Determinazione della lunghezza delle celle in QualSim-FSN2</b>	<b>111</b>
<b>Figura 10-5.</b>	<b>Trasferimento massa contaminante tra le celle in corrispondenza di un cambio di portata.</b>	<b>113</b>
<b>Figura 10-6.</b>	<b>Propagazione convettiva di un contaminante conservativo in un canale rettangolare (primo grafico)</b>	

e confronto tra la soluzione ottenuta con l'approccio proposto (perfettamente coincidente con la soluzione

	analitica) e la soluzione proposta da <i>Mucherino et al.</i> (2005), derivante da una modellazione accoppiata volumi finiti-euleriano precisi al secondo ordine nello spazio e nel tempo, per $t=100s$ (secondo grafico).	115
Figura 10-7	Propagazione convettiva di un contaminante immesso con legge gaussiana.	117
Figura 10-8	Sezioni del corso d'acqua.	118
Figura 10-9	Propagazione del contaminante in ipotesi di pura convezione (prima Figura) e modalità di propagazione del contaminante per effetto dell'azione combinata di fenomeni convettivi e dispersivi (seconda Figura).	119
Figura 10-10	Propagazione convettiva di un contaminante immesso con legge triangolare e portata variabile.	121
Figura 11-1	Schermata iniziale programma Qual2K	123
Figura 11-2	Discretizzazione di una rete con il programma Qual2K	123
Figura 11-3	Suddivisione dei tratti in elementi	124
Figura 11-4	Bilancio della massa di contaminante dell'elemento $i$ -esimo	124
Figura 11-5	Sezione trasversale e Profilo di corrente: TEST 1	129
Figura 11-6	Andamento nel tempo della concentrazione in ingresso nel canale.	129
Figura 11-7	Andamento grafico dell'andamento del risultato per BLTM, QUAL2K, QualSim-FSN1 nella prima figura; BLTM e QualSim-FSN2 nella seconda figura in confronto con la soluzione analitica.	131
Figura 11-8	Sezione trasversale e Profili di corrente: TEST 2	132
Figura 11-9	Picco di concentrazione nel test 2 al termine della sequenza di canali.	133
Figura 11-10	Sezioni trasversali del canale.	134
Figura 11-11	Profilo di corrente del canale.	135
Figura 11-12	Picco di Concentrazione nel test 3 alla fine della sequenza di canali	136
Figura 11-13	Profili di corrente dei canali della rete	138
Figura 11-14	Picco di Concentrazione nel test 4 a valle della rete di canali	139
Figura 12-1	Inquadramento del fiume Willamette	142
Figura 12-2	Rappresentazione Geometrica della distribuzione degli scarichi e affluenti sul Willamette River	145
Figura 12-3	Andamento del DO con la distanza prima di qualsiasi intervento	148
Figura 12-4	Esempio dell'andamento del DO ad un CheckPoint	149
Figura 12-5	Soluzioni Pareto	150
Figura 12-6	Soluzioni Pareto per le prime quattro iterazioni	151
Figura 12-7	Insieme delle soluzioni relative alle prime 4 iterazioni	151
Figura 12-8	Andamento di DO per le soluzioni MP, MC	153
Figura 12-9	Andamento della concentrazione del DO per il punto campione	155